

注册结构工程师 专业考试专题精讲

荷载、内力分析及桥梁结构

住房和城乡建设部执业资格注册中心 组编

施岚青 主编
罗赤字 主审

2015



机械工业出版社
CHINA MACHINE PRESS

注册结构工程师专业 考试专题精讲 ——荷载、内力分析及 桥梁结构

住房和城乡建设部执业资格注册中心 组 编
施岚青 主 编
罗赤字 主 审



机械工业出版社

本书是由住房和城乡建设部执业资格注册中心组织,由施岚青教授主编,主要针对 GB 50009—2012《建筑结构荷载规范》的实施而撰写的考试指导用书,同时本书还包括了注册结构工程师专业考试中关于内力分析及桥梁结构所涉及的内容。全书共分三大部分十三章的内容,以考试大纲中对考点的要求为主线,设置历年考试考题精选、标准答题详解、规范规定解析三大模块,按照考试大纲要求的考试深度、广度,紧密结合工程设计的实际状况和设计人员需要,从荷载、内力分析和桥梁结构三大方面进行了详细的阐述。

本书适合于全国注册结构工程师备考人员及结构工程设计人员。

图书在版编目(CIP)数据

注册结构工程师专业考试专题精讲. 荷载、内力分析及桥梁结构/施岚青主编. —3 版. —北京:机械工业出版社, 2015.5

ISBN 978-7-111-49951-0

I. ①注… II. ①施… III. ①建筑结构-工程师-资格考试-题解②工程结构-结构荷载-工程师-资格考试-题解③建筑结构-内力-分析-工程师-资格考试-题解④桥梁结构-工程师-资格考试-题解 IV. ①TU3-44

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2015)第 075754 号

机械工业出版社(北京市百万庄大街 22 号 邮政编码 100037)

策划编辑:薛俊高

责任编辑:薛俊高 责任校对:刘秀丽 程俊巧

责任印制:刘 岚

北京京丰印刷厂印刷

2015 年 5 月第 3 版·第 1 次印刷

184mm×260mm·36.75 印张·936 千字

标准书号:ISBN 978-7-111-49951-0

定价:88.00 元

凡购本书,如有缺页、倒页、脱页,由本社发行部调换

电话服务

网络服务

服务咨询热线:010-88361066

机工官网:www.cmpbook.com

读者购书热线:010-68326294

机工官博:weibo.com/cmp1952

010-88379203

金书网:www.golden-book.com

封面防伪标均为盗版

教育服务网:www.cmpedu.com

本书编写人员

主编 施岚青

参编 张玉祥

施晓华

苏丹

周 笋

杨明武

沈 群

郑 祺

施晓岚

苏其麟

陈 嵘

杨列强

周建华

鲁芳兰

邵 粟

唐 立

周 芳

陈世忠

李照广

前 言

“注册结构工程师专业考试专题精讲”丛书由住房和城乡建设部执业资格注册中心组织编写，由施岚青教授主编。其目的在于进一步帮助建筑工程设计行业广大专业技术人员更准确、更清晰地了解勘察设计注册结构工程师执业资格考试的导向以及对结构工程设计人员专业知识的具体要求和考查方向。

全国注册结构工程师自 1998 年实行全国统一考试以来，至今已经有 17 年了。这 17 年的考试注册准入制度的实施，优化了当时结构设计人员良莠不齐的状况，对结构设计人员提出了业务、知识能力的全新要求，极大地推动了我国建筑结构设计人才的理论知识水平和业务能力的整体提升，保证了我国建筑结构设计总体水平的稳步提升。在这一考试即将迈入第 18 个年头之际，有必要对这些年来注册结构工程师的专业考试做一全面的梳理和分析，一方面是对过去十多年来考试的总结和为将来注册考试方向的一种探讨；另一面也为考生指明正确的方向，使其清楚地认识到，考试只是一种检验的手段，并非是目的。真正的目的在于通过考试来推动、提升我国整体结构设计水平的不断提高，选拔更优秀的结构设计人员放到适合的岗位上。

在此，借建筑设计规范和标准在新一轮的大规模修订之际，特邀请施岚青教授担纲主编撰写了此套书，施岚青教授自 1998 年我国开始实施结构工程师注册考试（专业）以来，一直从事注册结构工程师的培训、辅导工作，参与并见证了这十多年来专业考试，根据我国结构设计发展水平和对设计人员素质能力的要求而不断的演变和调整，充分利用考试导向的作用，把结构工程师的业务水平逐步地向前推进的这一过程。同时施岚青教授以其严谨的治学态度和扎实的专业素养，密切联系工程设计实践的务实态度在广大建筑结构设计人员中赢得了很好的口碑，取得了较好的反响。

本套书共计划为 8 册：《建筑抗震设计》《混凝土结构》《多高层混凝土结构》《砌体结构与木结构》《地基与基础》《荷载、内力分析及桥梁结构》《地基处理技术》及《钢结构》。

本书主要针对 GB 50009—2012《建筑结构荷载规范》的实施而撰写，同时还包括了注册结构工程师专业考试中关于内力分析及桥梁结构所涉及的内容。全书共分三大部分十三章，以考试大纲中对考点的要求为主线，设置历年考试考题精选、标准答题详解和规范规定解析三大模块，按照考试大纲要求的考试深度、广度，紧密结合工程设计的实际状况和设计人员需要，从荷载、内力分析和桥梁结构三大方面进行了详细的阐述。

本书在编写、审校过程中得到了广东省建筑设计院副总工程师、教授级高工罗赤字，住房和城乡建设部执业资格注册中心王平处长的指导和帮助，他们为本书提出了许多宝贵意见，感谢他们为本书的付梓提供的辛勤劳动！

本书编写的思路是明晰的，谅必会有益于读者。但是，由于编写时间紧促，必定存在诸多不完善之处，还望读者及各方面人士不吝指教。

住房和城乡建设部执业资格注册中心

目 录

前言

第一部分 荷 载

第一章 荷载分类和荷载组合	2
第一节 荷载分类和荷载代表值	2
第二节 荷载组合	6
第二章 楼面和屋面活荷载	35
第一节 民用建筑楼面均布活荷载	35
第二节 工业建筑楼面活荷载	45
第三节 屋面活荷载	54
第四节 施工和检修荷载及栏杆水平荷载	60
第三章 吊车荷载	65
第一节 吊车的工作制等级和工作级别	65
第二节 桥式吊车的受力情况	65
第三节 吊车梁所承担的吊车荷载	69
第四节 排架所承担的吊车荷载	81
第四章 雪荷载	87
第五章 风荷载	94
第一节 基本风压	94
第二节 结构的风力与风效应	97
第三节 风压高度变化系数	98
第四节 风荷载体型系数	108
第五节 风振系数和阵风系数	123
第六节 风荷载标准值	132
第七节 横风向风效应	161

第二部分 内 力 分 析

第六章 静定结构内力分析	174
第一节 受弯构件	174
第二节 压弯构件	188
第三节 拉、压杆件	201
第四节 挠度	213
第七章 竖向荷载作用下连续梁和框架的内力计算	222
第一节 结构的刚度	222
第二节 力矩分配法	231
第三节 分层法	241
第八章 水平荷载作用下排架和框架结构的内力计算	248

第一节	排架的内力计算	248
第二节	框架的内力计算	265
第九章	影响线	299
第一节	影响线概念	299
第二节	静力法作影响线	300
第三节	机动法作影响线	305
第四节	利用影响线求固定荷载作用下的量值	311
第五节	利用影响线确定最不利荷载位置——最大值	313
第六节	简支梁的绝对最大弯矩	325
第三部分 桥梁结构		
第十章	通用规范的规定	332
第一节	基本知识与设计要点	332
第二节	作用和作用效应组合	354
第十一章	板桥和梁桥	392
第一节	板桥和车道板	392
第二节	T形截面简支梁桥	419
第三节	箱形截面梁	452
第十二章	支座与墩台	463
第一节	梁式桥的支座	463
第二节	桥梁墩台	472
第三节	温度影响	493
第十三章	桥梁混凝土结构	509
第一节	桥梁钢筋混凝土结构	509
第二节	桥梁预应力混凝土结构	526
第十四章	桥梁抗震	567
第一节	桥梁震害	567
第二节	桥梁抗震设计方法	569
第三节	抗震构造措施	573
后记		580
2015 年度全国一级注册结构工程师专业考试所使用的规范、标准、规程		581

第一部分 荷 载

《考试大纲》的要求

	一 级	二 级
掌握	建筑结构、桥梁结构和高耸结构的荷载分类和组合及常用结构的静力计算方法 掌握风荷载的取值标准和计算方法 掌握荷载效应的组合方法	建筑结构及一般高耸结构的荷载分类和组合及常用结构的静力计算方法 掌握风荷载的取值标准和计算方法 掌握荷载效应的组合方法
了解	了解竖向荷载、风荷载对高层建筑结构和高耸结构的影响	了解竖向荷载、风荷载对高层建筑结构和高耸结构的影响

第一章 荷载分类和荷载组合

第一节 荷载分类和荷载代表值

一、荷载分类

《建筑结构荷载规范》规定

3.1.1 建筑结构的荷载可分为下列三类：

1 永久荷载。包括结构自重、土压力、预应力等。

2 可变荷载。包括楼面活荷载、屋面活荷载和积灰荷载、吊车荷载、风荷载、雪荷载、温度作用等。

3 偶然荷载。包括爆炸力、撞击力等。

2.1.1 永久荷载 permanent load

在结构使用期间，其值不随时间变化，或其变化与平均值相比可以忽略不计，或其变化是单调的并能趋于限值的荷载。

2.1.2 可变荷载 variable load

在结构使用期间，其值随时间变化，且其变化与平均值相比不可以忽略不计的荷载。

2.1.3 偶然荷载 accidental load

在结构设计使用年限内不一定出现，而一旦出现其量值很大，且持续时间很短的荷载。

二、荷载代表值

荷载是时间的函数。对任一特定时刻荷载并非定值，存在变异。故对任一特定时刻，荷载可用随机变量来描述。对于一个时间区段，荷载可用随机过程来描述。图 1.1.1 表示了一个时间区段内这种荷载随时间变化的示意图，横坐标是时间、竖坐标是各种荷载值，在这坐标图中列出了四种情况：永久荷载、持久性活荷载、临时性活荷载、总荷载。

选用不同的时间区域，荷载的统计结果是不同的，《建筑结构荷载规范》规定按一般结构的设计使用年限 50 年的时间区域来进行统计分析，这 50 年即是设计基准期。

《建筑结构荷载规范》规定：

2.1.5 设计基准期 design reference period

为确定可变荷载代表值而选用的时间参数。

3.1.3 确定可变荷载代表值时应采用 50 年设计基准期。

荷载为一随机变量。结构设计时，不可能直接引用反映荷载变异性的各种统计参数，通过复杂的概率运算来进行具体设计。考虑到结构设计的实用简便和工程人员的传统习惯，目前各种《结构设计规范》所给出的极限状态设计表达式仍采用荷载的具体取值。这些取值能较好

地反映荷载的变异性及它在设计中的特点，这个量值就是荷载代表值。

《建筑结构荷载规范》规定：

2.1.4 荷载代表值 representative values of a load

设计中用以验算极限状态所采用的荷载量值，例如标准值、组合值、频遇值和准永久值。

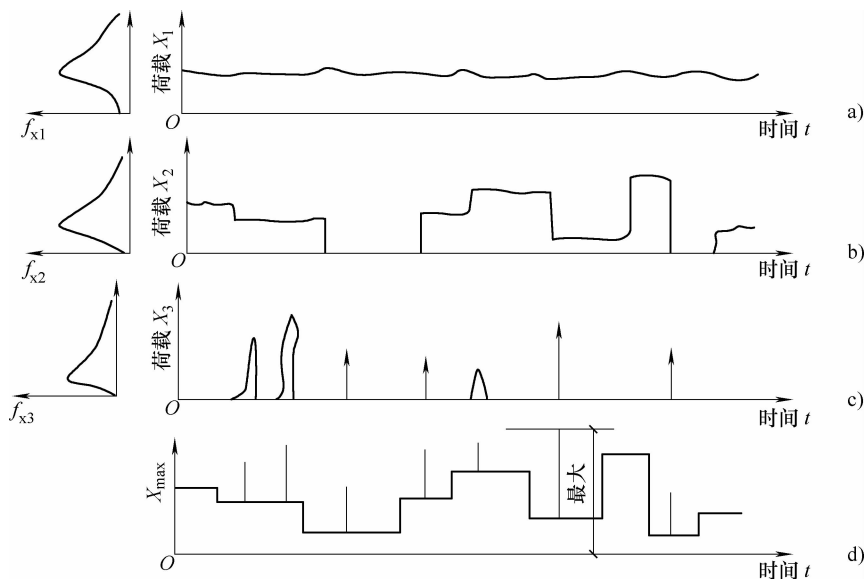


图 1.1.1 荷载-时间的分布情况

a) 永久荷载 b) 持久性活荷载 c) 临时性活荷载 d) 总荷载

荷载代表值就是设计表达式中对荷载赋予的规定值。具体说来，荷载的代表值指的是在结构或结构构件设计时，针对不同的设计目的所采用的荷载规定值。原则上荷载的代表值可以取分布的特征值（如均值、众值或中值），实际上，目前并不是所有的荷载都能取得充分资料，只能协定一个公称值作为代表值。

荷载标准值是荷载的基本代表值，是指结构在设计基准期内，正常情况下可能出现的最大值。其他代表值是在标准值的基础上换算得到的。

对于永久荷载只有一个代表值——标准值；对于可变荷载，有四个代表值——标准值、频遇值、准永久值和组合值。

《建筑结构荷载规范》规定：

3.1.2 建筑结构设计时，应按下列规定对不同荷载采用不同的代表值：

1. 对永久荷载应采用标准值作为代表值；
2. 对可变荷载应根据设计要求采用标准值、组合值、频遇值或准永久值作为代表值；
3. 对偶然荷载应按建筑结构使用的特点确定其代表值。

三、荷载的标准值、频遇值和准永久值

对于与时间有关联的可变荷载代表值的取值，可按下列原则取值。

在可变荷载随机过程中, 荷载超越某水平 Q_x 的表示方式, 用在设计基准期 T 内超过 Q_x 的总持续时间 $T_x = \sum t_i$ 来表示。或与设计基准期 T 的比率 $\mu_x = T_x/T$ 来表示, 如图 1.1.2 所示。

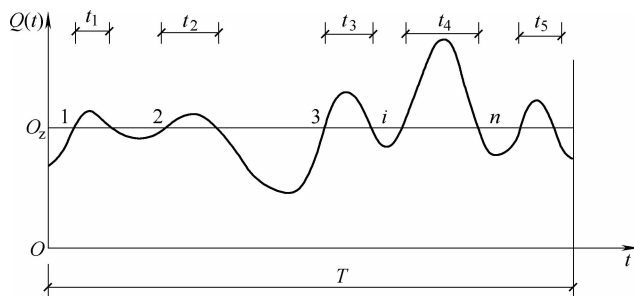


图 1.1.2 可变荷载超过 Q_x 的持续时间

对于结构上经常作用的可变荷载, 应以准永久值为代表值, 可取 $\mu_x = 0.5$, 相当于可变荷载在整个变化过程中的中间值。

当允许某些极限状态在一个较短的持续时间内被超越, 或在总体上不长的时间内被超过时, 可以采用较小的 μ_x 值 ($\mu_x \leq 0.1$) 计算荷载的频遇值作为荷载的代表值, 相当于结构上时而出现的较大荷载值 (总是小于标准值)。

荷载标准值是指结构在设计基准期内, 正常情况下可能出现的最大值。理论上应使其在设计基准期 T 内具有不被超越的比率 $\mu_x = T_x/T = 0.05$ 来确定。但由于目前并非对所有荷载都能取得充分的资料, 以获得设计基准期内最大荷载的概率分布, 所以可变荷载的标准值主要还是根据历史经验, 通过分析判断后确定。

图 1.1.3 列出可变荷载准永久值与频遇值取值原则示意图。图中 $f(x)$ 为任意时点荷载的概率密度函数, 其 0.50 和 0.90 的分位值 $q_{0.5}$ 和 $q_{0.9}$ 就是可变荷载的准永久值和频遇值。(分位值为与随机变量分布函数某一概率相应的值)。

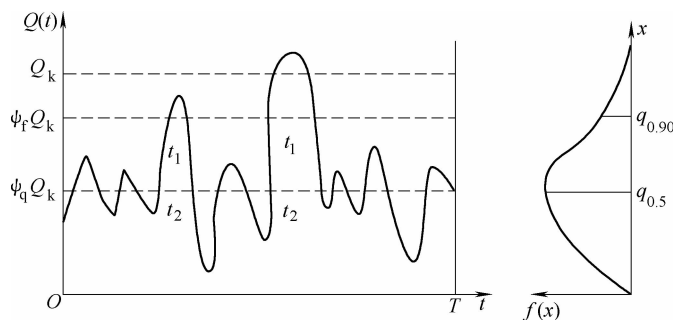


图 1.1.3 可变荷载频遇值与准永久值取值原则示意图

《建筑结构荷载规范》的术语定义:

2.1.6 标准值 characteristic value/nominal value

荷载的基本代表值, 为设计基准期内最大荷载统计分布的特征值 (例如均值、众值、中值或某个分位值)。

2.1.8 频遇值 frequent value

对可变荷载, 在设计基准期内, 其超越的总时间为规定的较小比率或超越频率为规定频率的荷载值。

2.1.9 准永久值 quasi-permanent value

对可变荷载,在设计基准期内,其超越的总时间约为设计基准期一半的荷载值。

《建筑结构荷载规范》对标准值、频遇值、准永久值的取值给出了具体规定。

(一) 荷载标准值

荷载标准值是荷载的基本代表值,《建筑结构荷载规范》指出:

3.1.4 荷载的标准值,应按本规范各章的规定采用。

(二) 荷载频遇值

荷载频遇值是指在设计基准期内结构上较频繁出现的较大荷载值,主要用于正常使用极限状态的频遇组合中。实际上,荷载频遇值是考虑到正常使用极限状态设计的可靠度要求较低而对标准值的一种折减,其中折减系数称为频遇值系数 ψ_f ,在《建筑结构荷载规范》中,给出了频遇值系数 ψ_f 的具体取值。

(三) 荷载准永久值

荷载准永久值是指在设计基准期内,其超越的总时间约为设计基准期一半的荷载值,主要考虑荷载长期作用效应的影响。荷载准永久值也是对标准值的一种折减,折减系数称为准永久值系数 ψ_q ,在《建筑结构荷载规范》中给出了 ψ_q 的具体取值。

3.1.6 正常使用极限状态按频遇组合设计时,应采用可变荷载的频遇值或准永久值作为其荷载代表值;按准永久组合设计时,应采用可变荷载的准永久值作为其荷载代表值。可变荷载的频遇值,应为可变荷载标准值乘以频遇值系数。可变荷载准永久值,应为可变荷载标准值乘以准永久值系数。

对于永久荷载,由于自重的变异性不大,永久荷载标准值可按结构设计规定的尺寸和材料或结构构件单位体积的自重(或单位面积的自重)平均值确定。对于自重变异性较大的材料或构件(如屋面保温材料、防水材料以及薄壁结构等),其标准值应根据该荷载对结构有利或不利,分别按材料密度的变化幅度,取其自重的上限值或下限值。

四、荷载组合值

当有两种或两种以上的可变荷载在结构上要求同时考虑时,由于所有可变荷载同时达到其单独出现时可能达到的最大值的概率极小,因此除主导荷载(产生最大效应的荷载)仍可以其标准值为代表值外,其他伴随荷载均应采用相应时段内的最大荷载,也即以小于其标准值的组合值为荷载代表值。

2.1.7 组合值 combination value

对可变荷载,使组合后的荷载效应在设计基准期内的超越概率,能与该荷载单独出现时的相应概率趋于一致的荷载值;或使组合后的结构具有统一规定的可靠指标的荷载值。

可变荷载组合值与荷载标准值的比值称为组合值系数,以 ψ_c 表示。该系数乘在除最大可变荷载效应以外的其他可变荷载效应上。采用组合值的实质是要求结构在单一可变荷载作用下的可靠度与在两个及两个以上可变荷载作用下的可靠度保持一致。组合值系数 ψ_c 在《建筑结构荷载规范》中,给出了具体的取值。

3.1.5 承载能力极限状态设计或正常使用极限状态按标准组合设计时,对可变荷载应按规定的荷载组合采用荷载的组合值或标准值作为其荷载代表值。可变荷载的组合值,应为可变荷载的标准值乘以荷载组合值系数。

真题

【1.1.1】 (2010 年一级考题)

按我国现行规范的规定,试判断下列说法中何项不妥?

- (A) 材料强度标准值的保证率为 95%
- (B) 永久荷载的标准值的保证率一般为 95%
- (C) 活荷载的准永久值的保证率为 50%
- (D) 活荷载的频遇值的保证率为 95%

【答案】 (D)

【详解】

(1) 根据《建筑结构可靠度设计统一标准》5.0.3 条及条文说明,材料强度标准值一般取概率分布的低分位值,国际上一般取 0.05 分位值,本标准也采用这个分位值确定材料强度标准值。(A) 正确。

(2) 根据《建筑结构可靠度设计统一标准》4.0.6 条及条文说明,对于某些重量变异较大的材料和构件,其标准值应根据对结构的不利状态,通过结构可靠度分析,取重力概率分布的某一分位值确定,例如 0.95 或 0.05 分位值。(B) 正确。

(3) 根据《建筑结构可靠度设计统一标准》4.0.9 及条文说明,国际标准 ISO2394:1998 中建议,准永久值根据设计基准期内荷载达到和超过该值的总持续时间与设计基准期的比值为 0.5。对住宅、办公楼楼面活荷载及风雪荷载等,这相当于取其任意时点荷载概率分布的 0.5 分位值。(C) 正确。

(4) 根据《建筑结构可靠度设计统一标准》4.0.8 条及条文说明,荷载频遇值是对可变荷载而言,是设计基准期内荷载达到和超过该值的总持续时间与设计基准期的比值小于 0.1 的荷载代表值,即活荷载频遇值的保证率为 90%。(D) 错误。

【简解】 根据《可靠度设计统一标准》4.0.8 条及条文说明,(D) 错误。

第二节 荷载组合

一、荷载效应组合

(一) 荷载设计值

在承载能力极限状态计算中,除疲劳验算外,均采用荷载设计值。

《建筑结构荷载规范》规定:

2.1.10 荷载设计值 design value of a load

荷载代表值与荷载分项系数的乘积。

《工程结构可靠性设计统一标准》规定:

2.1.55 作用的设计值 design value of an action

作用的代表值与作用分项系数的乘积。

《工程结构可靠性设计统一标准》“条文说明”指出：

8.1.2 本条规定了各种基本变量设计值的确定方法。

1 作用的设计值 F_d 一般可表示为作用的代表值 F_r 与作用的分项系数 γ_F 的乘积。

作用分项系数 γ_F 的取值，应符合现行国家有关标准的规定。如对房屋建筑， γ_F 的取值为：不利时， $\gamma_G = 1.2$ 或 1.35 ， $\gamma_Q = 1.4$ ；有利时， $\gamma_G \leq 1.0$ ， $\gamma_Q = 0$ 。

荷载设计值的数值比标准值大。荷载标准值是指结构在设计基准期内，正常情况下可能出现的最大值。荷载设计值是指结构在设计基准期内考虑非正常情况下可能出现的最大值。

（二）荷载效应

《建筑结构荷载规范》规定：

2.1.11 荷载效应 load effect

由荷载引起结构或结构构件的反应，例如内力、变形和裂缝等。

对线弹性结构，荷载与荷载效应间存在下述线性关系

$$S = C_Q Q$$

式中 S ——荷载效应；

C_Q ——荷载效应系数；

Q ——荷载值。

本书仅讨论荷载与荷载效应间属于线性关系的荷载效应。

（三）荷载组合

《建筑结构荷载规范》规定：

2.1.12 荷载组合 load combination

按极限状态设计时，为保证结构的可靠性而对同时出现的各种荷载设计值的规定。

结构在设计基准期内，经常会遇到同时承受永久荷载及两种以上可变荷载的情况，如活荷载、风荷载、雪荷载等，在进行结构分析和设计时，必须研究和考虑两种以上可变荷载同时作用而引起的荷载效应组合问题。因此，为确保结构安全，必须要考虑多个可变荷载是否相遇以及相遇的概率大小问题。一般来说，多种可变荷载在设计基准期内以最大值相遇的概率不是很大。例如，最大风荷载与最大的施工荷载同时存在的概率一般是非常小的。

（四）两种极限状态的荷载组合

当整个结构或结构的一部分进入某一特定状态，而不能满足设计规定的某种功能要求时，则称此特定状态为结构对该功能的极限状态。结构的极限状态往往以结构的某种荷载效应，如内力、应力、变形等超过规定的标志值为依据。根据设计中要考虑的结构功能，结构的极限状态在原则上可分为承载能力极限状态和正常使用极限状态两类。对承载能力极限状态，一般是以结构内力超过其承载能力为依据；对正常使用极限状态，一般是以结构的变形、裂缝超过设计允许的限值为依据。有时在设计中也经常采用结构内的应力控制来保证结构满足正常使用要求。

《建筑结构荷载规范》规定：

3.2.1 建筑结构设计应根据使用过程中在结构上可能同时出现的荷载，按承载能力极限状态和正常使用极限状态分别进行荷载组合，并应取各自的最不利的组合进行设计。

(五) 基本组合、偶然组合

《建筑结构荷载规范》规定：

2. 1. 13 基本组合 fundamental combination

承载力极限状态计算时，永久荷载和可变荷载的组合。

2. 1. 14 偶然组合 accidental combination

承载力极限状态计算时永久荷载、可变荷载和一个偶然荷载的组合，以及偶然事件发生后受损结构整体稳固性验算时永久荷载与可变荷载的组合。

二、承载力极限状态的荷载效应组合

(一) 荷载效应基本组合

1. 设计表达式

《建筑结构荷载规范》规定：

3. 2. 2 对于承载力极限状态，应按荷载的基本组合或偶然组合计算荷载组合的效应设计值，并应采用下列设计表达式进行设计：

$$\gamma_0 S_d \leq R_d \quad (3. 2. 2)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数，应按各有关建筑设计规范的规定采用；

S_d ——荷载组合的效应设计值；

R_d ——结构构件抗力的设计值，应按各有关建筑设计规范的规定确定。

2. 安全等级

《工程结构可靠性设计统一标准》规定：

A. 1. 1 房屋建筑结构的安全等级，应根据结构破坏可能产生后果的严重性按表 A. 1. 1 划分。

表 A. 1. 1 房屋建筑结构的安全等级

安全等级	破坏后果	示 例
一级	很严重：对人的生命、经济、社会或环境影响很大	大型的公共建筑等
二级	严重：对人的生命、经济、社会或环境影响较大	普通的住宅和办公楼等
三级	不严重：对人的生命、经济、社会或环境影响较小	小型的或临时性储存建筑等

注：房屋建筑结构抗震设计中的甲类建筑和乙类建筑，其安全等级宜规定为一级；丙类建筑，其安全等级宜规定为二级；丁类建筑，其安全等级宜规定为三级。

3. 结构重要性系数

《建筑结构荷载规范》规定：

3. 2. 2 对于承载力极限状态，应按荷载的基本组合或偶然组合计算荷载组合的效应设计值，并应采用下列设计表达式进行设计：

$$\gamma_0 S_d \leq R_d \quad (3. 2. 2)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数，应按各有关建筑设计规范的规定采用；

S_d ——荷载组合的效应设计值；

R_d ——结构构件抗力的设计值，应按各有关建筑设计规范的规定确定。

《建筑结构荷载规范》指出：“结构重要性系数，应按各有关建筑结构设计规范的规定采用”。现将有关《规范》的规定列出。

(1) 《工程结构可靠性设计统一标准》规定：

A. 1.7 房屋建筑的结构重要性系数 γ_0 ，不应小于表 A. 1.7 的规定。

表 A. 1.7 房屋建筑的结构重要性系数 γ_0

结构重要性系数	对持久设计状况和短暂设计状况			对偶然设计状况 和地震设计状况
	安 全 等 级			
	一 级	二 级	三 级	
γ_0	1.1	1.0	0.9	1.0

(2) 《混凝土结构设计规范》规定：

3.3.2 对持久设计状况、短暂设计状况和地震设计状况，当用内力的形式表达时，结构构件应采用下列承载能力极限状态设计表达式：

$$\gamma_0 S \leq R \quad (3.3.2-1)$$

$$R = R(f_c, f_s, a_k, \dots) / \gamma_{Rd} \quad (3.3.2-2)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数：在持久设计状况和短暂设计状况下，对安全等级为一级的结构构件不应小于 1.1，对安全等级为二级的结构构件不应小于 1.0，对安全等级为三级的结构构件不应小于 0.9；对地震设计状况下应取 1.0。

(3) 《高层建筑混凝土结构技术规程》规定：

3.8.1 高层建筑结构构件的承载力应按下列公式验算：

持久设计状况、短暂设计状况

$$\gamma_0 S_d \leq R_d \quad (3.8.1-1)$$

地震设计状况

$$S_d \leq R_d / \gamma_{RE} \quad (3.8.1-2)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数，对安全等级为一级的结构构件不应小于 1.1，对安全等级为二级的结构构件不应小于 1.0。

(4) 《砌体结构设计规范》规定：

4.1.5 砌体结构按承载能力极限状态设计时，应按下列公式中最不利组合进行计算：

$$\gamma_0 \left(1.2S_{Gk} + 1.4S_{Q1k} + \gamma_L \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \psi_{ci} S_{Qik} \right) \leq R(f, a_k, \dots) \quad (4.1.5-1)$$

$$\gamma_0 \left(1.35S_{Gk} + 1.4\gamma_L \sum_{i=1}^n \psi_{ci} S_{Qik} \right) \leq R(f, a_k, \dots) \quad (4.1.5-2)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数。对安全等级为一级或设计使用年限为 50 年以上的结构构件，不应小于 1.1；对安全等级为二级或设计使用年限为 50 年的结构构件，不应小于 1.0；对安全等级为三级或设计使用年限为 1~5 年的结构构件，不应小于 0.9。

对比上述四本《规范》的规定,前三本《规范》认为“结构重要性系数”的取值由“安全等级”一个因素确定。而《砌体结构设计规范》规定“结构重要性系数”的取值由“安全等级”和“设计使用年限”两个因素确定。

真题

【1.2.1】(2009年二级考题)

在混凝土结构或结构构件设计中,常遇到的计算或验算有:①承载力计算;②倾覆、滑移验算;③裂缝宽度验算;④抗震设计计算。试问,在下列的计算和验算的组合中,何项全部不考虑结构构件的重要性系数 γ_0 ?

- (A) ①、②、③ (B) ②、③ (C) ②、③、④ (D) ③、④

【答案】(D)

【详解】

(1) 根据《混凝土结构设计规范》3.3.1条,承载能力极限状态计算包括结构的倾覆、滑移、漂浮验算。①、②考虑重要性系数。

(2) 根据《混凝土结构设计规范》3.3.2条,承载能力极限状态表达式: $\gamma_0 S \leq R$,其中 γ_0 为结构重要性系数,对地震设计状况下应取1.0。

根据《建筑抗震设计规范》5.4.1条的条文说明:重要性系数对抗震设计的实际意义不大,本规范对建筑重要性的处理仍采用抗震措施的改变来实现,不考虑此项系数。④不考虑重要性系数。

(3) 根据《混凝土结构设计规范》3.4.1条规定正常使用极限状态验算包括裂缝宽度验算。

根据《混凝土结构设计规范》3.4.2条规定正常使用极限状态设计表达式: $S \leq C$ 。③不考虑重要性系数。

综上所述,(D)正确。

【简解】根据《混规》3.3.1条、3.3.2条、3.4.1条、3.4.2条,(D)正确,(A)、(B)、(C)错误。

(二)《建筑结构荷载规范》规定的承载能力极限状态设计表达式

1. 适用条件

3.2.3条

注:1 基本组合中的效应设计值仅适用于荷载与荷载效应为线性的情况;

2. 可变荷载控制和永久荷载控制

3.2.3 荷载基本组合的效应设计值 S_d ,应从下列荷载组合值中取用最不利的效应设计值确定:

1 由可变荷载控制的效应设计值,应按下式进行计算:

$$S_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{Gj} S_{Gjk} + \gamma_{Q1} \gamma_{L1} S_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \gamma_{Li} \psi_{ci} S_{Qik} \quad (3.2.3-1)$$

式中 γ_{Gj} ——第 j 个永久荷载的分项系数,应按本规范第3.2.4条采用;

γ_{Qi} ——第 i 个可变荷载的分项系数,其中 γ_{Q1} 为主导可变荷载 Q_1 的分项系数,应按本规范第3.2.4条采用;

γ_{Li} ——第 i 个可变荷载考虑设计使用年限的调整系数,其中 γ_{L1} 为主导可变荷载 Q_1 考虑设计使用年限的调整系数;

S_{Qjk} ——按第 j 个永久荷载标准值 G_{jk} 计算的荷载效应值；

S_{Qik} ——按第 i 个可变荷载标准值 Q_{ik} 计算的荷载效应值，其中 S_{Qik} 为诸可变荷载效应中起控制作用者；

ψ_{ci} ——第 i 个可变荷载 Q_i 的组合值系数；

m ——参与组合的永久荷载数；

n ——参与组合的可变荷载数。

2 由永久荷载控制的效应设计值，应按下式进行计算：

$$S_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{Gj} S_{Gjk} + \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi} \gamma_{Li} \psi_{ci} S_{Qik} \quad (3.2.3-2)$$

“可变荷载效应控制的组合”是指永久荷载效应与可变荷载效应相比较小。

“永久荷载效应控制的组合”是指永久荷载效应与可变荷载效应相比较大。

3. 最不利组合

最不利荷载效应设计值应根据式 (3.2.3-1) 和式 (3.2.3-2) 计算结果判断其最不利值。

《建筑结构荷载规范》规定：

3.2.3 条

注：2 当对 S_{Qik} 无法明显判断时，应轮次以各可变荷载效应作为 S_{Qik} ，并选取其中最不利的荷载组合的效应设计值。

“对结构不利”是指其效应使结构内力增加，也就是永久荷载效应与可变荷载效应“同号”（即相同方向）。

“对结构有利”是指其效应使结构内力减小，也就是永久荷载效应与可变荷载效应“异号”（即相反方向）。

某些情况下要准确判断永久荷载效应对结构有利还是不利，是非常困难的。比如，对承受轴力 N 和弯矩 M 的偏心受压（拉）构件，由于轴力 N 的变化对受拉侧是否有利是与受压侧相反，因此在设计时，宜用不利与有利两种不同的永久作用分项系数值计算效应设计值 N （不利）， M （不利）； N （有利）， M （有利），并分别用它们进行承载力设计。

4. 荷载分项系数

(1) 《建筑结构荷载规范》规定：

3.2.4 基本组合的荷载分项系数，应按下列规定采用：

1. 永久荷载的分项系数应符合下列规定：

1) 当永久荷载效应对结构不利时，对由可变荷载效应控制的组合应取 1.2，对由永久荷载效应控制的组合应取 1.35；

2) 当永久荷载效应对结构有利时，不应大于 1.0。

2. 可变荷载的分项系数应符合下列规定：

1) 对标准值大于 4kN/m^2 的工业房屋楼面结构的活荷载，应取 1.3；

2) 其他情况，应取 1.4。

(2) 《工程结构可靠性设计统一标准》规定：

A. 1. 8 房屋建筑结构作用的分项系数，应按表 A. 1. 8 采用。

表 A. 1. 8 房屋建筑结构作用的分项系数

适用情况 作用分项系数	当作用效应对承载力不利时		当作用效应对承载力有利时
	对式(8. 2. 4-1)和式(8. 2. 4-2)	对式(A. 1. 6-1)和式(A. 1. 6-2)	
γ_G	1. 2	1. 35	$\leq 1. 0$
γ_P	1. 2		1. 0
γ_Q	1. 4		0

注：对式(8. 2. 4-1)和式(8. 2. 4-2)是指“可变荷载效应控制的组合”；
对式(A. 1. 6-1)和式(A. 1. 6-2)是指“永久荷载效应控制的组合”。

(3) 小结

表 1. 2. 1 永久荷载分项系数 γ_G

设计条件	效应组合情况	γ_G
永久荷载效应对结构不利时	对由可变荷载效应控制的组合	1. 2
	对由永久荷载效应控制的组合	1. 35
永久荷载效应对结构有利时	对一般情况	1. 0
	对结构刚体失去平衡的验算	不作统一规定

表 1. 2. 2 可变荷载分项系数 γ_Q

5. 1. 1	设计条件	γ_Q
可变荷载效应对结构不利时	一般情况	1. 4
	对标准值大于 4kN/m^2 的工业房屋楼面结构活荷载	1. 3
可变荷载效应对结构有利时		0. 0

5. 考虑设计使用年限的调整系数

(1) 《工程结构可靠性设计统一标准》规定：

A. 1. 2 房屋结构设计基准期为 50 年。

A. 1. 3 房屋结构设计使用年限，应按表 A. 1. 3 采用。

表 A. 1. 3 房屋结构设计使用年限

类 别	设计使用年限/年	示 例
1	5	临时性建筑结构
2	25	易于替换的结构构件
3	50	普通房屋和构筑物
4	100	标志性建筑和特别重要的建筑结构

可变作用标准值是根据设计基准期 50 年确定的，当结构的设计使用年限与设计基准期不同时应进行调整。

A. 1. 9 房屋建筑考虑结构设计使用年限的荷载调整系数，应按表 A. 1. 9 采用。

表 A. 1. 9 房屋建筑考虑结构设计使用年限的荷载调整系数 γ_L

结构的设计使用年限/年	γ_L
5	0. 9
50	1. 0
100	1. 1

注：对设计使用年限为 25 年的结构构件， γ_L 应按各种材料结构设计规范的规定采用。

(2) 《建筑结构荷载规范》规定：

3. 2. 5 可变荷载考虑设计使用年限的调整系数 γ_L 应按下列规定采用：

1. 楼面和屋面活荷载考虑设计使用年限的调整系数 γ_L 应按表 3. 2. 5 采用。

表 3. 2. 5 楼面和屋面活荷载考虑设计使用年限的调整系数 γ_L

结构设计使用年限/年	5	50	100
γ_L	0. 9	1. 0	1. 1

注：1. 当设计使用年限不为表中数值时，调整系数 γ_L 可按线性内插确定；

2. 对于荷载标准值可控制的活荷载，设计使用年限调整系数 γ_L 取 1. 0。

2. 对雪荷载和风荷载，应取重现期为设计使用年限，按本规范第 E. 3. 3 条的规定确定基本雪压和基本风压，或按有关规范的规定采用。

表 E. 5 全国各城市的雪压、风压

省市名	城市名	风压 (kN/m ²)			雪压 (kN/m ²)		
		$R = 10$	$R = 50$	$R = 100$	$R = 10$	$R = 50$	$R = 100$
北京	北京市	0. 30	0. 45	0. 50	0. 25	0. 40	0. 45
天津	天津市	0. 30	0. 50	0. 60	0. 25	0. 40	0. 45
	塘沽	0. 40	0. 55	0. 65	0. 20	0. 35	0. 40

《建筑结构荷载规范》3. 2. 5 条的“条文说明”指出：

对于风、雪荷载，可通过选择不同重现期的值来考虑设计使用年限的变化。因此，本规范引入的可变荷载调整系数 γ_L 的具体数据，仅限于楼面和屋面活荷载。

6. 算例

【1. 2. 2】 荷载组合设计值

条件：某工厂工作平台自重 5. 4kN/m²，活载 2. 0kN/m²，设计使用年限 50 年。

要求：求荷载组合设计值。

【解答】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》3. 2. 3-1，由可变荷载控制效应设计值，自重（恒载）分项系数取 1. 2，活载分项系数取 1. 4，活载调整系数取 1. 0。

$$1. 2 \times 5. 4 + 1. 4 \times 1. 0 \times 2 = 9. 28 \text{kN/m}^2$$

(2) 根据《建筑结构荷载规范》3. 2. 3-2，由永久荷载控制的效应设计值，自重（恒载）分项系数取 1. 35，活载分项系数取 1. 4，荷载组合系数取 0. 7，活载调整系数取 1. 0。

$$1.35 \times 5.4 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 2 = 9.25 \text{ kN/m}^2$$

【分析】 本题关键在于荷载分项系数及组合值系数取值问题，直观来看，永久荷载值是可变荷载值的 2.7 倍，容易误解为由永久荷载控制。然而经轮次试算，本题由可变荷载控制。

【1.2.3】 悬臂外伸梁的跨中最大弯矩计算

条件：某悬臂外伸梁（图 1.2.1），跨度 $l=6\text{m}$ ，伸臂的外挑长度 $a=2\text{m}$ ，截面尺寸 $b \times h = 250\text{mm} \times 500\text{mm}$ ，承受永久荷载标准值 $g_k=20\text{kN/m}$ ，可变荷载标准值 $q_k=10\text{kN/m}$ ，组合系数 $\psi_c=0.7$ ，设计使用年限 50 年。

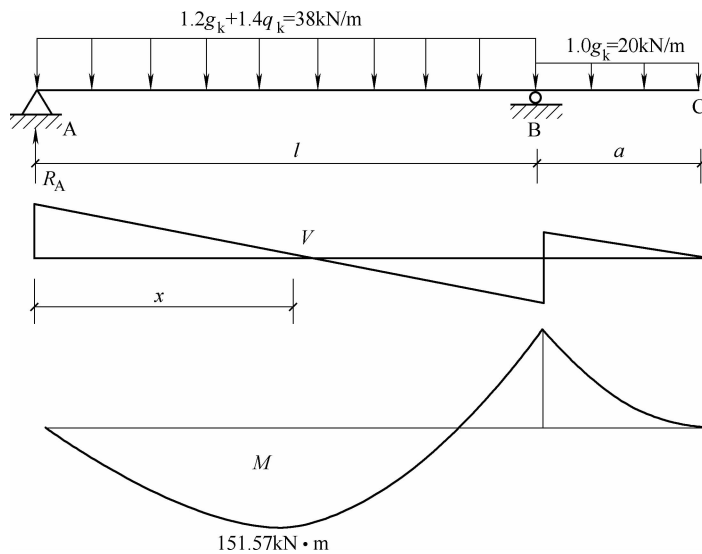


图 1.2.1

要求：求 AB 跨中的最大弯矩。

【解答】

(1) AB 跨的荷载。

永久荷载控制： $1.35 \times 20 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 10 = 36.8 \text{ kN/m}$ ；

可变荷载控制： $1.2 \times 20 + 1.4 \times 1.0 \times 10 = 38 \text{ kN/m}$ ；故取 38 kN/m 。

BC 跨的荷载： $1.0 \times 20 + 0 \times 1.0 \times 10 = 20 \text{ kN/m}$ 。

(2) AB 跨中弯矩最大值。

$$R_A = \frac{\frac{1}{2} \times 38 \times 6^2 - \frac{1}{2} \times 20 \times 2^2}{6} = 107.33 \text{ kN}$$

$$x = \frac{R_A}{38} = \frac{107.33}{38} = 2.824 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= R_A x - \frac{1}{2} \times 38 x^2 \\ &= 107.33 \times 2.824 - \frac{1}{2} \times 38 \times 2.824^2 \\ &= 151.57 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

真题

【1.2.4】 (2011 年二级考题, 因规范改版, 本题已作相应调整)

某钢筋混凝土 T 形悬臂梁, 荷载简图及截面尺寸如图 1.2.2 所示。梁上作用有均布恒载标准值 g_k (已计入梁自重), 局部均布活荷载标准值 q_k , 集中恒荷载标准值 P_k , 设计使用年限 50 年。

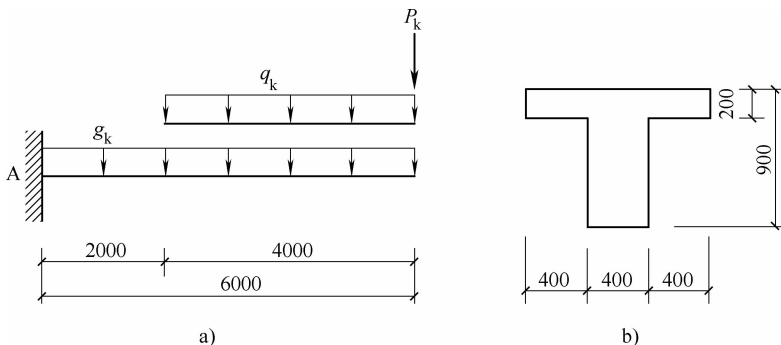


图 1.2.2

a) 荷载简图 b) 梁截面示意图

已知: $g_k = 15 \text{ kN/m}$, $q_k = 6 \text{ kN/m}$, $P_k = 20 \text{ kN}$, 活荷载的分项系数为 1.4, 活荷载的组合系数为 0.7。试问, 构件承载力设计时, 悬臂梁根部截面按荷载效应组合的最大设计弯矩 M_A ($\text{kN} \cdot \text{m}$) 与下列何项数值最为接近?

- (A) 580 (B) 600 (C) 620 (D) 640

【答案】 (C)

【详解】

(1) 各荷载标准值作用下的梁端弯矩值。

$$\text{均布恒载: } M_{qk} = \frac{1}{2} g_k l^2 = \frac{1}{2} \times 15 \times 6^2 = 270 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{集中恒载: } M_{qk} = P_k l = 20 \times 6 = 120 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{局部活载: } M_{qk} = 6 \times 4 \times (6 - 4/2) = 96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 根据《建筑结构荷载规范》3.2.3 条和 3.2.4 条:

由可变荷载控制的效应设计值

$$M_A = 1.2 \times (270 + 120) + 1.4 \times 1.0 \times 96 = 602.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

由永久荷载控制的效应设计值

$$M_A = 1.35 \times (270 + 120) + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 96 = 620.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

取较大值 $M_A = 620.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$, (C) 正确。

【简解】

$$(1) \text{ 均布恒载: } M_{qk} = \frac{1}{2} g_k l^2 = \frac{1}{2} \times 15 \times 6^2 = 270 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{集中恒载: } M_{qk} = P_k l = 20 \times 6 = 120 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{局部活载: } M_{qk} = 6 \times 4 \times (6 - 4/2) = 96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 根据《荷规》3.2.3 条和 3.2.4 条

$$\text{可变荷载控制: } M_A = 1.2 \times (270 + 120) + 1.4 \times 1.0 \times 96 = 602.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

永久荷载控制: $M_A = 1.35 \times (270 + 120) + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 96 = 620.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$

取 $M_A = 620.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$, (C) 正确。

真题

【1.2.5】(2011 年二级考题, 因规范改版, 本题已作相应调整)

一片高 1000mm、宽 6000mm、厚 370mm 的墙体, 设计使用年限为 50 年, 如图 1.2.3 所示。墙面一侧承受水平荷载标准值: $g_k = 2.0 \text{ kN/m}^2$ (静荷载)、 $q_k = 1.0 \text{ kN/m}^2$ (活荷载), 墙体嵌固在底板顶面处, 不考虑墙体自重产生的轴力影响。

试问, 该墙的墙底截面的弯矩设计值及剪力设计值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$; kN) 与下列何项数值最为接近?

提示: 取 1m 长墙体计算。

(A) 1.9; 1.9 (B) 1.9; 3.8

(C) 3.8; 1.9 (D) 3.8; 3.8

【答案】(B)

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》3.2.3 条:

由可变荷载控制的剪力设计值: $1.2 \times 2.0 + 1.4 \times 1.0 \times 1.0 = 3.8 \text{ kN/m}^2$

由永久荷载控制的剪力设计值: $1.35 \times 2.0 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 1.0 = 3.68 \text{ kN/m}^2$

取控制荷载为 3.8 kN/m^2 。

(2) $M = \frac{1}{2} q h^2 = \frac{1}{2} \times 3.8 \times 1.0^2 = 1.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$, (B) 正确。

【简解】

(1) 根据《荷规》3.2.3 条:

可变荷载控制的剪力设计值: $1.2 \times 2.0 + 1.4 \times 1.0 \times 1.0 = 3.8 \text{ kN/m}^2$

永久荷载控制的剪力设计值: $1.35 \times 2.0 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 1.0 = 3.68 \text{ kN/m}^2$

取 3.8 kN/m^2 。

(2) $M = \frac{1}{2} q h^2 = \frac{1}{2} \times 3.8 \times 1.0^2 = 1.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$, (B) 正确。

真题

【1.2.6】(2003 年一级考题, 因规范改版, 本题已作相应调整)

某单层单跨无吊车仓库, 设计使用年限 50 年, 如图 1.2.4 所示。

屋面永久荷载 (含屋架) 标准值为 2.5 kN/m^2 (水平投影), 活荷载标准值为 0.6 kN/m^2 ; 挑出的长度详见 B—B 剖面。试问, 屋架支座处最大压力设计值与下列何项数值最为接近?

(A) 107.8kN (B) 104.4kN (C) 94.11kN (D) 85.14kN

【答案】(A)

【详解】根据《砌体结构设计规范》(GB 5003—2011) 4.1.5 条:

可变荷载控制: $N_1 = 1.2 \times 2.5 \times 6.8 \times 4 + 1.4 \times 1.0 \times 0.6 \times 6.8 \times 4 = 104.4 \text{ kN}$

永久荷载控制: $N_2 = 1.35 \times 2.5 \times 6.8 \times 4 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 0.6 \times 6.8 \times 4 = 107.8 \text{ kN}$

取 $N = 107.8 \text{ kN}$, (A) 正确。

【简解】根据《砌规》4.1.5 条:

可变荷载控制: $N_1 = 1.2 \times 2.5 \times 6.8 \times 4 + 1.4 \times 1.0 \times 0.6 \times 6.8 \times 4 = 104.4 \text{ kN}$

永久荷载控制: $N_2 = 1.35 \times 2.5 \times 6.8 \times 4 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 0.6 \times 6.8 \times 4 = 107.8 \text{ kN}$

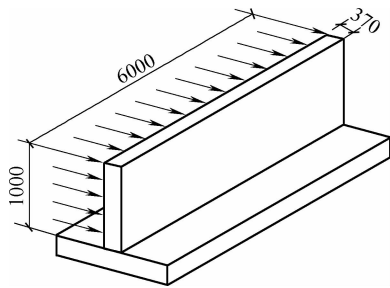


图 1.2.3

取 $N = 107.8 \text{ kN}$, (A) 正确。

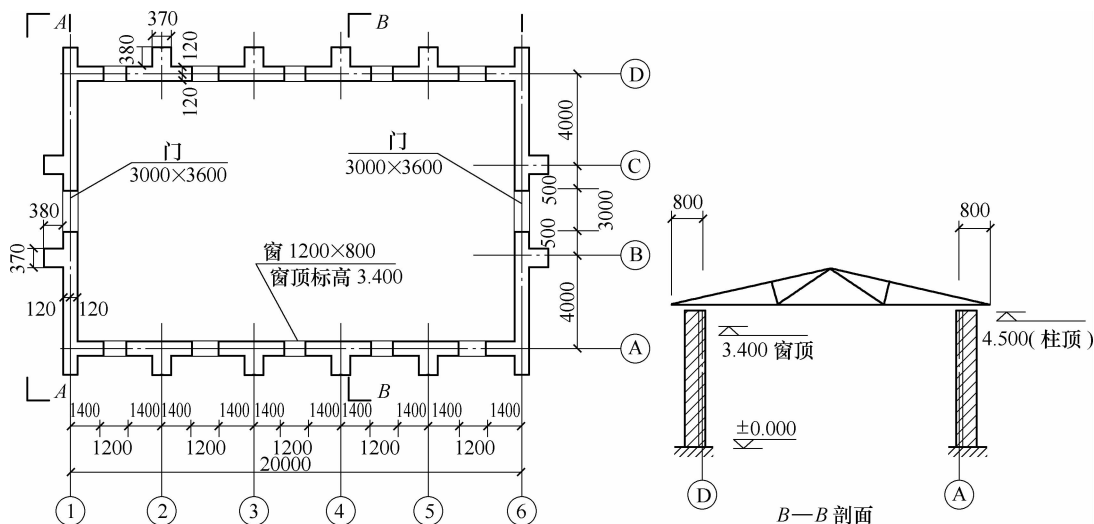


图 1.2.4

真题

【1.2.7】~【1.2.8】 (2004 年二级考题, 因规范改版, 本题已作相应调整)

某单层单跨有吊车砖柱厂房, 设计使用年限 100 年, 剖面如图 1.2.5 所示。边柱柱底在几种荷载作用下的弯矩标准值为: 由恒荷载产生的 $M_{Gk} = 18 \text{ kN} \cdot \text{m}$; 由风荷载产生的 $M_{Ik} = 50 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (在几种可变荷载中, 风荷载在柱底产生的效应最大); 由屋面活荷载产生的 $M_{2k} = 2.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$; 由吊车竖向荷载产生的 $M_{3k} = 8.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$; 由吊车水平荷载产生的 $M_{4k} = 22 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

提示: 风荷载的组合系数为 0.6, 其余各项可变荷载的组合系数为 0.7。

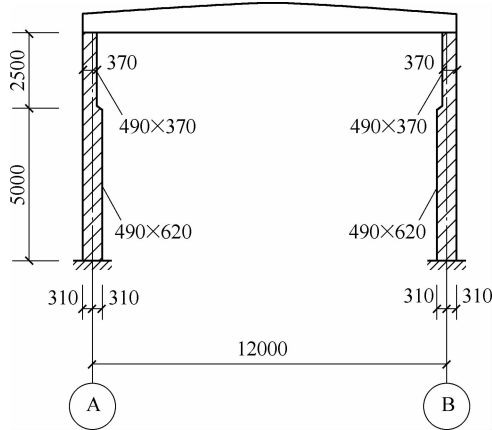


图 1.2.5

真题

【1.2.7】 试确定由永久荷载控制的该柱柱底弯矩的基本组合设计值($\text{kN} \cdot \text{m}$), 与下列何项数值最为接近?

- (A) 25.0 (B) 35.0 (C) 48.0 (D) 98.4

【答案】 (D)

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》3.2.5 条及条文说明, 设计使用年限为 100 年的调整系数为 1.1, 此系数仅限于楼面和屋面活荷载。

(2) 根据《建筑结构荷载规范》3.2.3 条和 3.2.4 条, 由永久荷载控制的效应设计值为

$$M = 1.35 \times 18 + 1.4 \times 0.6 \times 50 + 1.4 \times 1.1 \times 0.7 \times 2.0 + 1.4 \times 0.7 \times 8.5 + 1.4 \times 0.7 \times 22 = 98.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(D) 正确。

【简解】 根据《荷规》3.2.3条和3.2.4条：

由永久荷载控制：

$$M = 1.35 \times 18 + 1.4 \times 0.6 \times 50 + 1.4 \times 1.1 \times 0.7 \times 2.0 + 1.4 \times 0.7 \times 8.5 + 1.4 \times 0.7 \times 22 \\ = 98.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(D) 正确。

真题

【1.2.8】 试问，由可变荷载控制的该柱柱底弯矩的基本组合设计值最大值（kN·m），与下列何项数值最为接近？

- (A) 104.7 (B) 108.7 (C) 123.6 (D) 139.4

【答案】 (C)

【详解】 根据《建筑结构荷载规范》3.2.3条和3.2.4条，由可变荷载控制的效应设计值为：

由题目可知，风荷载作为第一个可变荷载：

$$M_1 = 1.2 \times 18 + 1.4 \times 50 + 1.4 \times 1.1 \times 0.7 \times 2.0 + 1.4 \times 0.7 \times 8.5 + 1.4 \times 0.7 \times 22 \\ = 123.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(C) 正确。

【简解】 根据《荷规》3.2.3条和3.2.4条，由可变荷载控制：

$$M_1 = 1.2 \times 18 + 1.4 \times 50 + 1.4 \times 1.1 \times 0.7 \times 2.0 + 1.4 \times 0.7 \times 8.5 + 1.4 \times 0.7 \times 22 \\ = 123.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(C) 正确。

真题

【1.2.9】 (2005年二级考题，因规范改版，本题已作相应调整)

某多层办公楼为现浇钢筋混凝土框架结构，设计使用年限50年。其首层入口处雨篷的平面图与剖面图如图1.2.6所示。

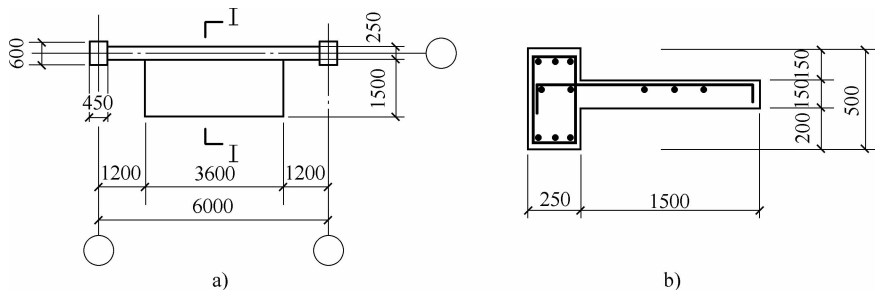


图 1.2.6

a) 雨篷平面图 b) I—I剖面图

已知：雨篷板折算均布恒荷载标准值为 5.5 kN/m^2 ，活荷载标准值为 1.0 kN/m^2 。

试问，雨篷板每米宽最大弯矩设计值 $M(\text{kN} \cdot \text{m})$ ，应与下列何项数值最为接近？

提示：雨篷板的计算跨度 $l_0 = 1.5 \text{ m}$ 。

- (A) 6.8 (B) 8.3 (C) 9.5 (D) 9.2

【答案】 (C)

【详解】 根据《建筑结构荷载规范》3.2.3条和3.2.4条：

由可变荷载控制的效应设计值：

$$q_1 = 1.2 \times 5.5 + 1.4 \times 1.0 \times 1.0 = 8 \text{ kN/m}$$

由永久荷载控制的效应设计值:

$$q_2 = 1.35 \times 5.5 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 1.0 = 8.4 \text{ kN/m}$$

$$\text{取 } q = 8.4 \text{ kN/m}, M = \frac{1}{2} q l_0^2 = \frac{1}{2} \times 8.4 \times 1.5^2 = 9.45 \text{ kN} \cdot \text{m}, (\text{C}) \text{ 正确。}$$

【简解】 根据《荷规》3.2.3条和3.2.4条:

$$\text{可变荷载控制: } q_1 = 1.2 \times 5.5 + 1.4 \times 1.0 \times 1.0 = 8 \text{ kN/m}$$

$$\text{永久荷载控制: } q_2 = 1.35 \times 5.5 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 1.0 = 8.4 \text{ kN/m}$$

$$\text{取 } q = 8.4 \text{ kN/m}, M = \frac{1}{2} q l_0^2 = \frac{1}{2} \times 8.4 \times 1.5^2 = 9.45 \text{ kN} \cdot \text{m}, (\text{C}) \text{ 正确。}$$

真题

【1.2.10】~【1.2.11】 (2006年二级考题,因规范改版,本题已作相应调整)

某现浇钢筋混凝土室外楼梯,设计使用年限50年。楼梯的结构平面图与剖面图如图1.2.7所示。

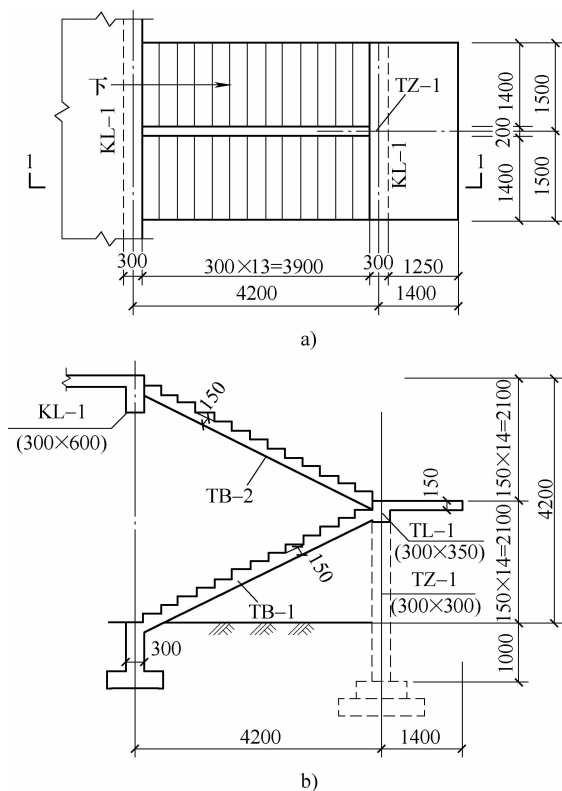


图 1.2.7

a) 楼梯平面图 b) 楼梯剖面图

真题

【1.2.10】 由踏步板和平台板组成的楼梯板 TB1 的计算简图如图 1.2.8 所示。已知每米宽的踏步板和平台板沿水平投影方向折算均布荷载标准值分别为: 恒荷载: $g_1 = 7.5 \text{ kN/m}$, $g_2 = 5.0 \text{ kN/m}$; 活荷载: $q_1 = q_2 = 2.5 \text{ kN/m}$ 。试问, 每米宽楼梯板 TB-1 在支座 B 产生的最大反力设计值 R_B (kN), 应与以下何项数值最为接近?

(A) 36.8

(B) 38.9

(C) 42.0

(D) 49.2

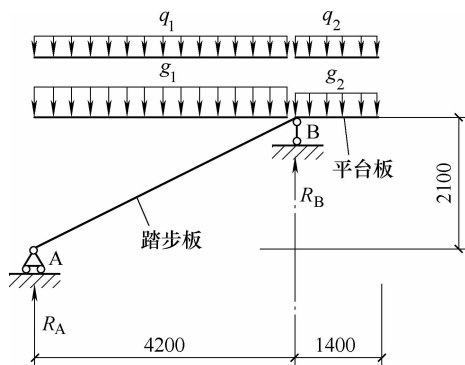


图 1.2.8

【答案】 (C)

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》3.2.3 条和 3.2.4 条:

踏步板由可变荷载控制: $p_1' = 1.2 \times 7.5 + 1.4 \times 1.0 \times 2.5 = 12.5 \text{ kN/m}$ 踏步板由永久荷载控制: $p_1'' = 1.35 \times 7.5 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 2.5 = 12.6 \text{ kN/m}$ 取 $p_1 = 12.6 \text{ kN/m}$ 。平台板由可变荷载控制: $p_2' = 1.2 \times 5.0 + 1.4 \times 1.0 \times 2.5 = 9.5 \text{ kN/m}$ 平台板由永久荷载控制: $p_2'' = 1.35 \times 5.0 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 2.5 = 9.2 \text{ kN/m}$ 取 $p_2 = 9.5 \text{ kN/m}$ 。

(2) B 支座的反力设计值:

$$R_B = \frac{12.6 \times 4.2^2 / 2 + 9.5 \times 1.4 \times (4.2 + 1.4 / 2)}{4.2} = 42.0 \text{ kN}, (\text{C}) \text{ 正确。}$$

【简解】

(1) 根据《荷规》3.2.3 条和 3.2.4 条:

踏步板由可变荷载控制: $p_1' = 1.2 \times 7.5 + 1.4 \times 1.0 \times 2.5 = 12.5 \text{ kN/m}$ 永久荷载控制: $p_1'' = 1.35 \times 7.5 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 2.5 = 12.6 \text{ kN/m}$ 取 $p_1 = 12.6 \text{ kN/m}$ 。平台板由可变荷载控制: $p_2' = 1.2 \times 5.0 + 1.4 \times 1.0 \times 2.5 = 9.5 \text{ kN/m}$ 永久荷载控制: $p_2'' = 1.35 \times 5.0 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 2.5 = 9.2 \text{ kN/m}$ 取 $p_2 = 9.5 \text{ kN/m}$ 。

$$(2) \text{ B 支座: } R_B = \frac{12.6 \times 4.2^2 / 2 + 9.5 \times 1.4 \times (4.2 + 1.4 / 2)}{4.2} = 42.0 \text{ kN}, (\text{C}) \text{ 正确。}$$

真题【1.2.11】 楼梯板 TB-1 的荷载标准值及计算简图同上述题。试问, 每米宽踏步板跨中最大弯矩设计值 $M_{\max}$ ($\text{kN} \cdot \text{m}$), 应与以下何项数值最为接近?

(A) 21.1

(B) 25.4

(C) 29.3

(D) 32.0

【答案】 (B)

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》3.2.3 条和 3.2.4 条, 踏步板由永久荷载控制:

$$p_1 = 1.35 \times 7.5 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 2.5 = 12.6 \text{ kN/m}$$

(2) 平台板的均布荷载减小了踏步板的跨中最大弯矩, 对踏步板有利, 计算时永久荷载分项系数取 1.0, 不考虑活荷载。

$$p_2 = 1.0 \times 5.0 = 5.0 \text{ kN/m}$$

$$R_A = \frac{12.6 \times 4.2^2/2 - 5.0 \times 1.4^2/2}{4.2} = 25.3 \text{ kN}$$

(3) 跨中最大弯矩处剪力为零, 距 A 点的水平距离为:

$$x = R_A/p_1 = 25.3/12.6 = 2.01 \text{ m}$$

$$M_{\max} = R_A x - \frac{1}{2} p_1 x^2 = 25.3 \times 2.01 - \frac{1}{2} \times 12.6 \times 2.01^2 = 25.4 \text{ kN} \cdot \text{m}, \text{ (B) 正确。}$$

【简解】

(1) 根据《荷规》3.2.3 条和 3.2.4 条:

踏步板由永久荷载控制: $p_1 = 1.35 \times 7.5 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 2.5 = 12.6 \text{ kN/m}$

(2) 平台板的均布荷载: $p_2 = 1.0 \times 5.0 = 5.0 \text{ kN/m}$

$$R_A = \frac{12.6 \times 4.2^2/2 - 5.0 \times 1.4^2/2}{4.2} = 25.3 \text{ kN}$$

(3) 跨中最大弯矩处:

$$x = R_A/p_1 = 25.3/12.6 = 2.01 \text{ m}$$

$$M_{\max} = R_A x - \frac{1}{2} p_1 x^2 = 25.3 \times 2.01 - \frac{1}{2} \times 12.6 \times 2.01^2 = 25.4 \text{ kN} \cdot \text{m}, \text{ (B) 正确。}$$

真题

【1.2.12】(2007 年二级考题, 因规范改版, 本题已作相应调整)

某五层现浇钢筋混凝土框架结构多层办公楼, 设计使用年限 50 年, 安全等级为二级, 其局部平面布置图与计算简图如图 1.2.9 所示。框架柱截面尺寸均为 $b \times h = 450 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$; 框架梁截面尺寸均为 $b \times h = 300 \text{ mm} \times 550 \text{ mm}$, 其自重为 4.5 kN/m ; 次梁截面尺寸均为 $b \times h = 200 \text{ mm} \times 450 \text{ mm}$, 其自重为 2.25 kN/m 。2~5 层楼面永久荷载标准值为 5.5 kN/m^2 ; 屋面永久荷载标准值为 6.5 kN/m^2 , 可变荷载标准值为 0.5 kN/m^2 ; 除屋面梁外, 其他各层框架梁上均作用有均布永久线荷载, 其标准值为 6.0 kN/m 。在计算以下各题时均不考虑梁、柱的尺寸效应影响, 楼(屋)面永久荷载标准值已包括板自重、粉刷及吊顶等。

试问, 在计算简图 18.00m 标高处, 次梁 L1 作用在主梁 KL1 上的集中荷载设计值 $F(\text{kN})$, 应与下列何项数值最为接近?

提示: ①当板长边/板短边 > 2 时, 按单向板推导荷载。

②次梁 L1 在中间支座处的剪力系数为 0.625。

(A) 211 (B) 224 (C) 256 (D) 268

【答案】(C)

(1) 按单向板计算, 次梁 L1 上的均布荷载标准值:

$$g_k = 6.5 \times 3 + 2.25 = 21.75 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 0.5 \times 3 = 1.5 \text{ kN/m}$$

(2) 根据《建筑结构荷载规范》3.2.3 条和 3.2.4 条

可变荷载控制: $q' = 1.2 \times 21.75 + 1.4 \times 1.0 \times 1.5 = 28.2 \text{ kN/m}$

永久荷载控制: $q'' = 1.35 \times 21.75 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 1.5 = 30.83 \text{ kN/m}$

取 $q = 30.83 \text{ kN/m}$

$F = 2 \times 0.625ql = 2 \times 0.625 \times 32.52 \times 6.6 = 254.35 \text{ kN}$, (C) 正确。

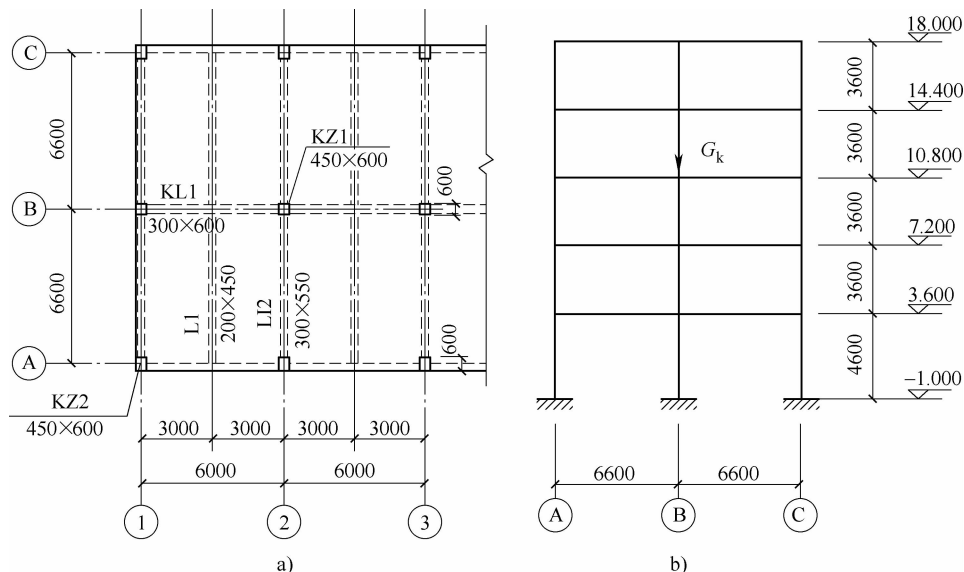


图 1.2.9

a) 各层平面布置图 b) 中间框架计算简图

【简解】

(1) L1 的荷载标准值:

$$g_k = 6.5 \times 3 + 2.25 = 21.75 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 0.5 \times 3 = 1.5 \text{ kN/m}$$

(2) 根据《荷规》3.2.3 条和 3.2.4 条

可变荷载控制: $q' = 1.2 \times 21.75 + 1.4 \times 1.0 \times 1.5 = 28.2 \text{ kN/m}$

永久荷载控制: $q'' = 1.35 \times 21.75 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 1.5 = 30.83 \text{ kN/m}$

取 $q = 30.83 \text{ kN/m}$

$F = 2 \times 0.625ql = 2 \times 0.625 \times 32.52 \times 6.6 = 254.35 \text{ kN}$, (C) 正确。

真题

【1.2.13】(2002 年二级考题, 因规范改版, 本题已作相应调整)

有一无吊车工业厂房, 设计使用年限 50 年, 采用刚性屋盖, 其铰接排架结构计算简图如图 1.2.10 所示。柱顶竖向静荷载标准值 $P = 400 \text{ kN}$ 。并假定屋面活荷载为零。风荷载标准值 $q_1 = 4 \text{ kN/m}$ 、 $q_2 = 3 \text{ kN/m}$ 。

提示: (1) 柱顶荷载作用在柱子中心线上。

(2) 在风荷载作用下柱顶刚性横梁的轴向压力为 1.5 kN (标准值)。

(3) 在排架内力计算时不考虑柱自重。

(4) 在排架方向, 柱按偏心受压构件计算其正截面强度, 且为对称配筋。

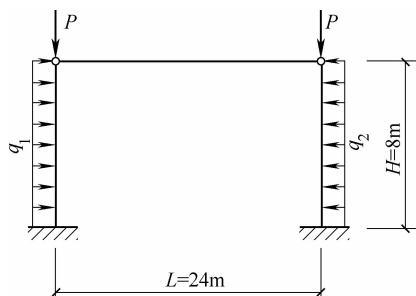


图 1.2.10

(5) 在垂直排架方向, 柱按中心受压构件计算其正截面强度。

在竖向荷载与风荷载共同作用下, 试问, 排架左列柱柱底截面的最大轴向力设计值 $N_{\max}$ 及其相应的 M 和 V 的设计值, 与下列何组数值最为接近?

- (A) $\begin{cases} M = 162.4 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ N_{\max} = 480 \text{ kN} \\ V = 42.7 \text{ kN} \end{cases}$ (B) $\begin{cases} M = 113.7 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ N_{\max} = 540 \text{ kN} \\ V = 29.9 \text{ kN} \end{cases}$
- (C) $\begin{cases} M = 196.0 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ N_{\max} = 480 \text{ kN} \\ V = 46.9 \text{ kN} \end{cases}$ (D) $\begin{cases} M = 139.2 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ N_{\max} = 400 \text{ kN} \\ V = 36.6 \text{ kN} \end{cases}$

【答案】 (B)

【详解】

(1) 风荷载标准值作用下左列柱柱底截面内力:

$$M_{wk} = \frac{1}{2} \times 4 \times 8^2 - 1.5 \times 8 = 116 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{wk} = 4 \times 8 - 1.5 = 30.5 \text{ kN}$$

(2) 风荷载作用下柱轴力为零, 最大轴力由永久荷载控制:

$$N_{\max} = 1.35 \times 400 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 0 = 540 \text{ kN}$$

$$M = 1.35 \times 0 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 116 = 113.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 1.35 \times 0 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 30.5 = 29.89 \text{ kN}$$

(B) 正确。

【简解】

(1) 左列柱柱底内力:

$$M_{wk} = \frac{1}{2} \times 4 \times 8^2 - 1.5 \times 8 = 116 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{wk} = 4 \times 8 - 1.5 = 30.5 \text{ kN}$$

(2) 永久荷载控制:

$$N_{\max} = 1.35 \times 400 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 0 = 540 \text{ kN}$$

$$M = 1.35 \times 0 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 116 = 113.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 1.35 \times 0 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 30.5 = 29.89 \text{ kN}$$

(B) 正确。

真题

【1.2.14】~【1.2.15】 (2003 年一级考题, 因规范改版, 本题已作相应调整)

有一现浇钢筋混凝土框架结构, 设计使用年限 50 年, 其边柱某截面在各种荷载 (标准值) 作用下的 $M(\text{kN} \cdot \text{m})$ 、 $N(\text{kN})$ 内力如下:

静载: $M = -23.0$ $N = 57.0$

活载 1: $M = 15.0$ $N = 30.0$

活载 2: $M = -19.0$ $N = 25.0$

左风: $M = 46.0$ $N = -19.0$

右风: $M = -40.0$ $N = 16.0$

活载 1 和活载 2 均为竖向荷载 (组合值系数为 0.7), 且二者不同时出现。

真题

【1.2.14】 当采用由可变荷载控制的效应设计值, 且在组合中取该边柱的轴向力为最小时, 试问相应的 $M(\text{kN} \cdot \text{m})$ 、 $N(\text{kN})$ 的组合设计值, 应与下列何组数据最为接近?

- (A) $M = 97.3$; $N = 108.0$ (B) $M = 5.93$; $N = 75.2$
(C) $M = 9.54$; $N = 57.5$ (D) $M = 30.4$; $N = 41.4$

【答案】 (D)

【详解】 根据《建筑结构荷载规范》3.2.3 条和 3.2.4 条, 为使轴向力最小, 永久荷载分项系数取 1.0, 不考虑活载, 仅考虑左风荷载作用。

$$N_{\min} = 1.0 \times 57.0 + 1.4 \times (-19.0) = 30.4 \text{ kN}$$

$$M = 1.0 \times (-23.0) + 1.4 \times 46.0 = 41.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(D) 正确。

【简解】 根据《荷规》3.2.3 条和 3.2.4 条:

$$N_{\min} = 1.0 \times 57.0 + 1.4 \times (-19.0) = 30.4 \text{ kN}$$

$$M = 1.0 \times (-23.0) + 1.4 \times 46.0 = 41.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(D) 正确。

真题

【1.2.15】 当采用竖向永久荷载控制的效应组合, 且在组合中取该边柱弯矩为最大时, 其相应的 $M(\text{kN} \cdot \text{m})$ 、 $N(\text{kN})$ 的组合效应设计值与下列何组数据最为接近?

- (A) $M = -105.40$; $N = 127.77$ (B) $M = -101.93$; $N = 119.33$
(C) $M = -49.67$; $N = 101.45$ (D) $M = -83.30$; $N = 114.70$

【答案】 (D)

【详解】 根据《建筑结构荷载规范》3.2.3 条和 3.2.4 条, 按正负弯矩分别考虑, 取绝对值最大的弯矩。

$$\text{正弯矩: } M_1 = 1.0 \times (-23.0) + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 15 + 1.4 \times 0.6 \times 46.0 = 30.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

负弯矩:

$$M_2 = 1.35 \times (-23.0) + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times (-19.0) + 1.4 \times 0.6 \times (-40.0) = -83.27 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

取 $M = -83.27 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 此时轴力为

$$N = 1.35 \times 57.0 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 25 + 1.4 \times 0.6 \times 16.0 = 114.89 \text{ kN}, \text{ (D) 正确。}$$

【简解】 根据《荷规》3.2.3 条和 3.2.4 条:

$$\text{正弯矩: } M_1 = 1.0 \times (-23.0) + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 15 + 1.4 \times 0.6 \times 46.0 = 30.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

负弯矩:

$$M_2 = 1.35 \times (-23.0) + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times (-19.0) + 1.4 \times 0.6 \times (-40.0) = -83.27 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

取 $M = -83.27 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$N = 1.35 \times 57.0 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 25 + 1.4 \times 0.6 \times 16.0 = 114.89 \text{ kN}, \text{ (D) 正确。}$$

(三)《高层建筑混凝土结构设计规程》规定的承载力极限状态设计表达式

高层建筑混凝土结构可采用《建筑结构荷载规范》式 (3.2.3-1)、式 (3.2.3-2) 计算, 但仅对永久荷载、楼面活荷载和风荷载效应标准值三者进行组合。

5.6.1 持久设计状况和短暂设计状况下，当荷载与荷载效应按线性关系考虑时，荷载基本组合的效应设计值应按下列式确定：

$$S_d = \gamma_G S_{Gk} + \gamma_L \psi_Q \gamma_Q S_{Qk} + \psi_w \gamma_w S_{wk} \quad (5.6.1)$$

式中 S_d ——荷载组合的效应设计值；

γ_G ——永久荷载分项系数；

γ_Q ——楼面活荷载分项系数；

γ_w ——风荷载的分项系数；

γ_L ——考虑结构设计使用年限的荷载调整系数，设计使用年限为 50 年时取 1.0，设计使用年限为 100 年时取 1.1；

S_{Gk} ——永久荷载效应标准值；

S_{Qk} ——楼面活荷载效应标准值；

S_{wk} ——风荷载效应标准值；

ψ_Q 、 ψ_w ——楼面活荷载组合值系数和风荷载组合值系数，当永久荷载效应起控制作用时应分别取 0.7 和 0.0；当可变荷载效应起控制作用时应分别取 1.0 和 0.6 或 0.7 和 1.0。

注：对书库、档案库、储藏室、通风机房和电梯机房，本条楼面活荷载组合值系数取 0.7 的场合应取为 0.9。

5.6.2 持久设计状况和短暂设计状况下，荷载基本组合的分项系数应按下列规定采用：

1 永久荷载的分项系数 γ_G ：当其效应对结构承载力不利时，对由可变荷载效应控制的组合应取 1.2，对由永久荷载效应控制的组合应取 1.35；当其效应对结构承载力有利时，应取 1.0。

2 楼面活荷载的分项系数 γ_Q ：一般情况下应取 1.4。

3 风荷载的分项系数 γ_w 应取 1.4。

	γ_G	γ_Q	γ_w	ψ_Q	ψ_w
可变荷载效应控制的组合	1.2	1.4	1.4	1.0	0.6
				0.7	1.0
永久荷载效应控制的组合	1.35	1.4	1.4	0.7	0.0
永久荷载效应对结构有利时	1.0	1.4	1.4	1.0	0.6
				0.7	1.0

（四）《烟囱设计规范》规定的承载力极限状态设计表达式

对于烟囱，其荷载效应的基本组合有自己特殊之处。

4.1.5 烟囱承载力极限状态设计应按下列荷载效应基本组合中的最不利值确定：

$$\gamma_0 \left(\gamma_G S_{Gk} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \psi_{ci} S_{Qik} \right) \leq R(\cdot) \quad (4.1.5-1)$$

$$\gamma_0 \left(\gamma_G S_{Gk} + \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi} \psi_{ci} S_{Qik} \right) \leq R(\cdot) \quad (4.1.5-2)$$

式中 γ_0 ——烟囱重要性系数，按本规范第 4.1.6 条的规定采用；

γ_G ——永久荷载分项系数，按本规范第 4.1.7 条的规定采用；

- γ_{Qi} ——第一个可变荷载的分项系数，按本规范第 4.1.7 条的规定采用；
- γ_{Qi} ——第 i 个可变荷载的分项系数，按本规范第 4.1.7 条的规定采用；
- G_k ——永久荷载的标准值，在式中作为下角标出现；
- Q_{1k} ——第一个可变荷载的标准值，该可变荷载的效应大于其他任何第 i 个可变荷载效应，在式中作为下角标出现；
- Q_{ik} ——第 i 个可变荷载的标准值，在式中作为下角标出现；
- S_{Gk} ——永久荷载标准值的效应；
- S_{Q1k} ——在基本组合中起控制作用的第一个可变荷载标准值的效应；
- S_{Qik} ——第 i 个可变荷载标准值的效应；
- ψ_{ci} ——第 i 个可变荷载的组合值系数，按本规范第 4.1.8 条的规定采用；
- $R(\cdot)$ ——由设计计算公式确定的结构或构件的抗力函数。

4.1.6 对安全等级为一级或设计工作寿命为 100 年以上的烟囱，烟囱的重要性系数 γ_0 不应小于 1.1，其他情况不应小于 1.0。烟囱的设计工作寿命应同其配套使用的建（构）筑物的设计工作寿命相同。

4.1.7 承载力极限状态计算时，荷载效应基本组合的分项系数应按表 4.1.7 的规定采用。

表 4.1.7 荷载分项系数

荷 载 名 称	分 项 系 数		注	
	符 号	数 值		
永久荷载	γ_G	1. 20	用于式(4. 1. 5-1)	其效应对承载能力 不利时
		1. 35	用于式(4. 1. 5-2)	
		$\leq 1. 00$	其效应对承载能力有利时	
风荷载	γ_w	1. 40		
平台上活荷载	γ_L	1. 40		
由风荷载、日照及基础倾斜引起的筒身自重对任意截面产生的附加弯矩	—		附加弯矩的标准值和设计值按第 7. 2 节计算	
安装检修荷载	γ_A	1. 30		
裹冰荷载	γ_I	1. 40		

4.1.8 承载力极限状态计算时，应按表 4.1.8 的规定考虑可能发生的荷载效应基本组合情况，采用相应的组合值系数。

表 4.1.8 荷载效应的基本组合情况及组合值系数

荷载效应的基本组合				组合值系数		
情况	永久荷载	第一个可变荷载	其他 i 个可变荷载	$\psi_c W$	$\psi_c M_a$	ψ_{cL}
I	G	W	$M_a + L$	1.00	1.00	0.70
II	G	A	$W + M_a$	0.45	1.00	—
III	G	I	$W + M_a + L$	0.60	1.00	0.70

- 注：1 G 表示烟囱各部分的自重， W 为风荷载， M_a 为附加弯矩， A 为安装检修荷载（包括施工吊装设备重量，起吊重量和平台上的施工荷载）， I 为裹冰荷载， L 为平台活荷载。
- 2 附加弯矩 M_a 仅在计算钢筋混凝土筒壁时考虑。

(五) 《公路桥涵设计通用规范》规定的承载力极限状态设计表达式

4.1.6 公路桥涵结构按承载力极限状态设计时,应采用以下两种作用效应组合:

1 基本组合。永久作用的设计值效应与可变作用设计值效应相结合,其效应组合表达式为:

$$\gamma_0 S_{ud} = \gamma_0 \left(\sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} S_{Gik} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \psi_c \sum_{j=2}^n \gamma_{Qj} S_{Qjk} \right) \quad (4.1.6-1)$$

或

$$\gamma_0 S_{ud} = \gamma_0 \left(\sum_{i=1}^m S_{Gid} + S_{Q1d} + \psi_c \sum_{j=2}^n S_{Qjd} \right) \quad (4.1.6-2)$$

式中 S_{ud} ——承载力极限状态下作用基本组合的效应组合设计值;

γ_0 ——结构重要性系数,按本规范表 1.0.9 规定的结构设计安全等级采用,对应于设计安全等级一级、二级和三级分别取 1.1、1.0 和 0.9;

γ_{Gi} ——第 i 个永久作用效应的分项系数,应按表 4.1.6 的规定采用;

S_{Gik} 、 S_{Gid} ——第 i 个永久作用效应的标准值和设计值;

γ_{Q1} ——汽车荷载效应(含汽车冲击力、离心力)的分项系数,取 $\gamma_{Q1} = 1.4$ 。当某个可变作用在效应组合中其值超过汽车荷载效应时,则该作用取代汽车荷载,其分项系数应采用汽车荷载的分项系数;对专为承受某作用而设置的结构或装置,设计时该作用的分项系数取与汽车荷载同值;计算人行道板和人行道栏杆的局部荷载,其分项系数也与汽车荷载同值;

S_{Q1k} 、 S_{Q1d} ——汽车荷载效应(含汽车冲击力、离心力)的标准值和设计值;

γ_{Qj} ——在作用效应组合中除汽车荷载效应(含汽车冲击力、离心力)、风荷载外的其他第 j 个可变作用效应的分项系数,取 $\gamma_{Qj} = 1.4$,但风荷载的分项系数取 $\gamma_{Qj} = 1.1$;

S_{Qjk} 、 S_{Qjd} ——在作用效应组合中除汽车荷载效应(含汽车冲击力、离心力)外的其他第 j 个可变作用效应的标准值和设计值;

ψ_c ——在作用效应组合中除汽车荷载效应(含汽车冲击力、离心力)外的其他可变作用效应的组合系数,当永久作用与汽车荷载和人群荷载(或其他一种可变作用)组合时,人群荷载(或其他一种可变作用)的组合系数取 $\psi_c = 0.80$;当除汽车荷载(含汽车冲击力、离心力)外尚有二种其他可变作用参与组合时,其组合系数取 $\psi_c = 0.70$;尚有三种可变作用参与组合时,其组合系数取 $\psi_c = 0.60$;尚有四种及多于四种的可变作用参与组合时,取 $\psi_c = 0.50$ 。

三、正常使用极限状态的荷载效应组合

建筑结构中的正常使用极限状态是指建筑物由于结构构件出现局部损伤(包括表面出现裂缝)、或由于结构上的动态作用导致人体不舒适、或由于其他各种原因使结构丧失其应有功能的各种不利状态。与承载力极限状态不同,在短期时间内它不存在任何对生命财产的直接危害性,因此在结构设计中是处于第二位要考虑的问题,但在个别结构设计实例中,也可能上升到主导地位。

(一)《规范》的规定

1. 两类正常使用极限状态——“可逆”与“不可逆”

《工程结构可靠性设计统一标准》规定：

2. 1. 15 正常使用极限状态 serviceability limit states

对应于结构或结构构件达到正常使用或耐久性能的某项规定限值的状态。

2. 1. 16 不可逆正常使用极限状态 irreversible serviceability limit states

当产生超越正常使用极限状态的作用卸除后，该作用产生的超越状态不可恢复的正常使用极限状态。

2. 1. 17 可逆正常使用极限状态 reversible serviceability limit states

当产生超越正常使用极限状态的作用卸除后，该作用产生的超越状态可以恢复的正常使用极限状态。

2. 三种荷载效应组合

《建筑结构荷载规范》规定：

3. 2. 7 对于正常使用极限状态，应根据不同的设计要求，采用荷载的标准组合、频遇组合或准永久组合，并按下列设计表达式进行设计：

$$S_d \leq C \quad (3. 2. 7)$$

式中 C ——结构或结构构件达到正常使用要求的规定限值，例如变形、裂缝、振幅、加速度、应力等的限值，应按各有关建筑结构设计规范的规定采用。

3. 三种荷载效应组合的选用原则

《工程结构可靠性设计统一标准》8. 3. 2 条“条文说明”指出：

正常使用极限状态的可逆与不可逆的划分很重要。如不可逆，宜用标准组合；如可逆，宜用频遇组合或准永久组合。

可逆与不可逆不能只按所验算构件的情况确定，而且需要与周边构件联系起来考虑。以钢梁的挠度为例，钢梁的挠度本身当然是不可逆的，但如钢梁下有隔墙，钢梁与隔墙之间又未作专门处理，钢梁的挠度会使隔墙损坏，则仍被认为是不可逆的，应采用标准组合进行设计验算；如钢梁的挠度不会损坏其他构件（结构的或非结构的），只影响到人的舒适感，则可采用频遇组合进行设计验算；如钢梁的挠度对各种性能要求均无影响，只是个外观问题，则可采用准永久组合进行设计验算。

(二) 荷载效应标准组合

1. 荷载效应标准组合的设计表达式

2. 1. 15 标准组合 characteristic/nominal combination

正常使用极限状态计算时，采用标准值或组合值为荷载代表值的组合。

3. 2. 8 荷载标准组合的效应设计值 S_d 应按下列式进行计算：

$$S_d = \sum_{j=1}^m S_{Gjk} + S_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{ci} S_{Qik} \quad (3. 2. 8)$$

注：组合中的设计值仅适用于荷载与荷载效应为线性的情况。

2. 荷载效应标准组合的应用

《钢结构设计规范》规定：

3.5.3 为改善外观和使用条件，可将横向受力构件预先起拱，起拱大小应视实际需要而定，一般为恒载标准值加 1/2 活载标准值所产生的挠度值。当仅为改善外观条件时，构件挠度应取在恒荷载和活荷载标准值作用下的挠度计算值减去起拱度。

《混凝土结构设计规范》规定：

3.4.3 预应力混凝土受弯构件的最大挠度应按荷载的标准组合，并应考虑荷载长期作用的影响进行计算。

3.4.4 结构构件正截面的受力裂缝控制等级分为三级，三级——允许出现裂缝的构件；对预应力混凝土构件，按荷载标准组合并考虑长期作用的影响计算。

《建筑地基基础设计规范》规定：

3.0.5 地基基础设计时，所采用的作用效应应符合下列规定：

1 按地基承载力确定基础底面积及埋深或按单桩承载力确定桩数时，传至基础或承台底面上的作用效应应按正常使用极限状态下作用的标准组合。

(三) 荷载效应频遇组合

1. 荷载效应频遇组合的设计表达式

2.1.16 频遇组合 frequent combination

正常使用极限状态计算时，对可变荷载采用频遇值或准永久值为荷载代表值的组合。

3.2.9 荷载频遇组合的效应设计值 S_d 应按下式进行计算：

$$S_d = \sum_{j=1}^m S_{Gjk} + \psi_{\Pi} S_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{qi} S_{Qik} \quad (3.2.9)$$

注：组合中的设计值仅适用于荷载与荷载效应为线性的情况。

2. 荷载效应频遇组合的应用

《公路桥涵设计通用规范》的规定：

4.1.2 公路桥涵设计时，对不同的作用应采用不同的代表值。

2 可变作用应根据不同的极限状态分别采用标准值、频遇值或准永久值作为其代表值。

正常使用极限状态按短期效应（频遇）组合设计时，应采用频遇值作为可变作用的代表值；

4.1.7 公路桥涵结构按正常使用极限状态设计时，应根据不同的设计要求，采用以下两种效应组合：

1 作用短期效应组合。永久作用标准值效应与可变作用频遇值效应相组合，其效应组合表达式为：

$$S_{sd} = \sum_{i=1}^m S_{G1k} + \sum_{j=1}^n \psi_{1j} S_{Qjk} \quad (4.1.7-1)$$

式中 S_{sd} ——作用短期效应组合设计值；

ψ_{1j} ——第 j 个可变作用效应的频遇值系数, 汽车荷载 (不计冲击力) $\psi_1 = 0.7$, 人群荷载 $\psi_1 = 1.0$, 风荷载 $\psi_1 = 0.75$, 温度梯度作用 $\psi_1 = 0.8$, 其他作用 $\psi_1 = 1.0$;
 S_{Qjk} ——第 j 个可变作用效应的频遇值。

(四) 荷载效应准永久组合

1. 荷载效应准永久组合的设计表达式

2. 1. 17 准永久组合 quasi-permanent combination

正常使用极限状态计算时, 对可变荷载采用准永久值为荷载代表值的组合。

3. 2. 10 荷载准永久组合的效应设计值 S_d 应按下式进行计算:

$$S_d = \sum_{j=1}^m S_{Gjk} + \sum_{i=1}^n \psi_{qi} S_{Qik} \quad (3.2.10)$$

注: 组合中的设计值仅适用于荷载与荷载效应为线性的情况。

2. 荷载效应准永久组合的应用

《混凝土结构设计规范》规定:

3. 4. 3 钢筋混凝土受弯构件的最大挠度应按荷载的准永久组合, 并应考虑荷载长期作用的影响进行计算。

3. 4. 4 结构构件正截面的受力裂缝控制等级分为三级, 三级——允许出现裂缝的构件; 对钢筋混凝土构件, 按荷载准永久组合并考虑长期作用影响计算。

《建筑地基基础设计规范》规定:

3. 0. 5 地基基础设计时, 所采用的作用效应应符合下列规定:

2 计算地基变形时, 传至基础底面上的作用效应应按正常使用极限状态下作用的准永久组合, 不应计入风荷载和地震作用。

真题

【1. 2. 16】 (1999 年一级考题)

有一建筑物考虑结构抗震, 当对某框架梁进行变形及裂缝宽度验算时, 在整个计算过程中应采用相应的下列哪项荷载值才是正确的?

(A) 荷载准永久值 (B) 荷载组合值 (C) 荷载代表值 (D) 荷载设计值

【答案】 (C)

【详解】 根据《建筑结构荷载规范》2. 1. 4 条, 荷载代表值指设计中用以验算极限状态所采用的荷载量值, 例如标准值、组合值、频遇值和准永久值。(C) 正确。

【简解】 根据《荷规》2. 1. 4 条, (C) 正确。

真题

【1. 2. 17】 (2007 年二级考题)

正常使用极限状态按荷载效应的频遇组合设计时, 应采用以下何项数值作为可变荷载的代表值?

(A) 准永久值 (B) 频遇值 (C) 频遇值、准永久值 (D) 标准值

【答案】 (C)

【详解】 根据《建筑结构荷载规范》3.1.6条,正常使用极限状态按频遇组合设计时,应采用可变荷载的频遇值或准永久值作为其荷载代表值。(C)正确。

【简解】 根据《荷规》3.1.6条,(C)正确。

真题

【1.2.18】 (2000年一级考题,因规范改版,本题已作相应调整)

混凝土结构设计中,下列叙述中何项为正确?

- (A) 建筑物中,各构件的安全等级必须与整个结构的安全等级相同
- (B) 计算构件承载力时,采用荷载设计值
- (C) 构件变形验算时,采用相应的荷载代表值
- (D) 直接承受动力作用的结构,承载力验算时不应考虑塑性内力重分布

【答案】 (C)

【详解】

(1) 根据《工程结构可靠性统一标准》3.2.2条,工程结构中各类结构构件的安全等级,宜与结构的安全等级相同,对其中部分结构构件的安全等级可进行调整,但不得低于三级。(A)错误。

(2) 根据《建筑结构荷载规范》2.1.10荷载设计值指荷载代表值与荷载分项系数的乘积,根据3.2.2条和3.2.6条,承载能力极限状态设计的偶然组合公式中荷载代表值不乘荷载分项系数。(B)错误。

(3) 根据《建筑结构荷载规范》2.1.4条,荷载代表值指设计中用以验算极限状态所采用的荷载量值,例如标准值、组合值、频遇值和准永久值。(C)正确。

(4) 由于超静定钢筋混凝土结构的非弹性性质引起的各截面内力之间的关系,不再服从线弹性关系的现象,称为内力重分布或塑性内力重分布。静定的钢筋混凝土结构不存在塑性内力重分布。

《工程结构可靠性统一标准》7.3.5条规定:当动力作用可被认为是拟静力作用时,可通过把动力作用分析结果包括在静力作用中或对静力作用乘以等效动力放大系数等方法,来考虑动力作用;《建筑结构荷载规范》5.6.1条:建筑结构设计的动力计算,在有充分依据时,可将重物或设备的自重乘以动力系数后,按静力计算方法设计。《工程结构可靠度统一标准》7.4.1条、7.4.2条及条文说明指出,当结构的材料性能处于弹性状态时,一般可假定力与变形(或变形率)之间的相互关系是线性的,可采用弹性理论进行结构分析;而当结构的材料性能处于弹塑性状态或完全塑性状态时,力与变形(或变形率)之间的相互关系比较复杂,一般情况下都是非线性的,这时宜采用弹塑性理论或塑性理论进行结构分析。(D)错误。

【简解】 根据《荷规》2.1.4条,(C)正确。

【1.2.19】 跨中弯矩

条件:受均布荷载作用的住宅楼面简支梁,跨长 $l=6.0\text{m}$ 。荷载的标准值:永久荷载(包括梁自重) $g_k=8\text{kN/m}$;楼面活荷载 $p_k=12\text{kN/m}$,结构安全等级为二级。

要求:求正常使用极限状态下简支梁跨中截面荷载效应设计值。

【简解】

(1) 永久荷载标准值作用下的跨中弯矩: $S_{Gk} = \frac{1}{8}g_k l^2 = 36.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$

(2) 楼面活荷载标准值作用下的跨中弯矩: $S_{Qk} = \frac{1}{8}p_k l^2 = 54.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$

(3) 根据《建筑结构荷载规范》3.2.7条,对于正常使用极限状态,应根据不同的设计要求,采用荷载的标准组合、频遇组合或准永久组合。

(4) 根据《建筑结构荷载规范》3.2.8条,荷载标准组合的效应设计值:

$$S_d = \sum_{j=1}^m S_{Gjk} + S_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{ci} S_{Qik} = 36.0 + 54.0 = 90.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(5) 根据《建筑结构荷载规范》3.2.9条,荷载频遇组合的效应设计值:

$$S_d = \sum_{j=1}^m S_{Gjk} + \psi_{f1} S_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{qi} S_{Qik} = 36.0 + 0.5 \times 54.0 = 63.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(6) 根据《建筑结构荷载规范》3.2.10,荷载准永久组合的效应设计值:

$$S_d = \sum_{j=1}^m S_{Gjk} + \sum_{i=1}^n \psi_{qi} S_{Qik} = 36.0 + 0.4 \times 54.0 = 57.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

四、结构倾覆、滑移或漂浮验算时的分项系数

《建筑结构荷载规范》规定:

3.2.4 基本组合的荷载分项系数,应按下列规定采用:

3 对结构的倾覆、滑移或漂浮验算,荷载的分项系数应满足有关的建筑结构设计规范的规定。

《建筑地基基础设计规范》规定:

3.0.5 地基基础设计时,所采用的作用效应与相应的抗力限值应符合下列规定:

3 计算挡土墙、地基或滑坡稳定以及基础抗浮稳定时,作用效应应按承载能力极限状态下作用的基本组合,但其分项系数均为1.0。

5.4.1 地基稳定性可采用圆弧滑动面法进行验算。最危险的滑动面上诸力对滑动中心所产生的抗滑力矩与滑动力矩应符合下式要求:

$$M_R/M_S \geq 1.2 \quad (5.4.1)$$

式中 M_S ——滑动力矩 ($\text{kN} \cdot \text{m}$);

M_R ——抗滑力矩 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)。

6.7.5 挡土墙的稳定性验算应符合下列规定:

1 抗滑移稳定性应按下列公式进行验算 (图 6.7.5-1):

$$\frac{(G_n + E_{an})\mu}{E_{at} - G_t} \geq 1.3 \quad (6.7.5-1)$$

2 抗倾覆稳定性应按下列公式进行验算 (图 6.7.5-2):

$$\frac{Gx_0 + E_{az}x_f}{E_{ax}z_f} \geq 1.6 \quad (6.7.5-2)$$

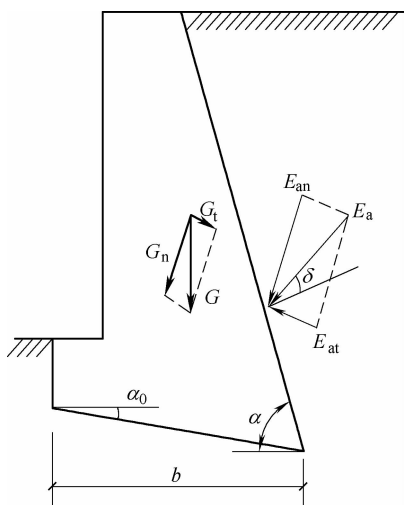


图 6.7.5-1 挡土墙抗滑
稳定验算示意

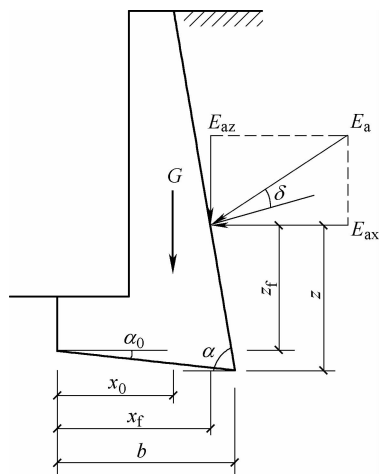


图 6.7.5-2 挡土墙抗
倾覆稳定验算示意

《砌体结构设计规范》的相关规定：

4.1.6 当砌体结构作为一个刚体，需验算整体稳定时，应按下列公式中最不利组合进行验算：

$$\gamma_0 \left(1.2S_{G2k} + 1.4\gamma_L S_{Q1k} + \gamma_L \sum_{i=2}^n S_{Qik} \right) \leq 0.8S_{G1k} \quad (4.1.6-1)$$

$$\gamma_0 \left(1.35S_{G2k} + 1.4\gamma_L \sum_{i=1}^n \psi_{ci} S_{Qik} \right) \leq 0.8S_{G1k} \quad (4.1.6-2)$$

式中 S_{G1k} ——起有利作用的永久荷载标准值的效应；

S_{G2k} ——起不利作用的永久荷载标准值的效应。

【1.2.20】 顶层挑梁的抗倾覆验算

条件：某钢筋混凝土挑梁 ($b \times h_b = 240\text{mm} \times 300\text{mm}$)，设计使用年限 50 年，搁置于墙顶上，如图 1.2.11 所示；顶层屋面板传给挑梁荷载标准值，恒载 $g_k = 15.5\text{kN/m}$ ，活载 $q_k = 1.8\text{kN/m}$ ，挑梁挑出部分自重 1.35kN/m 。挑梁位在墙上部分自重 1.8kN/m 。

要求：进行顶层挑梁的抗倾覆验算。

【解答】 挑梁所承担的恒载为 15.5kN/m ，挑梁所承担的活载为 1.8kN/m 。

顶层的挑梁不是埋入砌体内，而是直接浮搁在墙上，所以它的倾覆点位于墙的外表面，不能采用《砌体结构设计规范》7.4.2 条的规定。

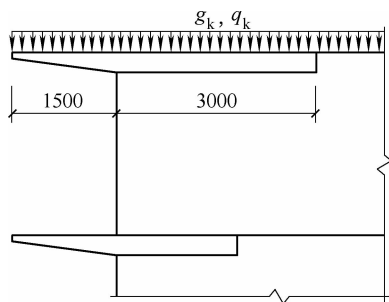


图 1.2.11

(1) 倾覆力矩。

$$\begin{aligned}
 M_{ov1} &= \gamma_0 \left(1.2S_{G2k} + 1.4\gamma_L S_{Q1k} + \gamma_L \sum_{i=2}^n S_{Qik} \right) \\
 &= 1.0 \times [1.2 \times (15.5 + 1.35) + 1.4 \times 1.0 \times 1.8] \times 1.5^2/2 \\
 &= 25.58 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{ov2} &= \gamma_0 \left(1.35S_{G2k} + 1.4\gamma_L \sum_{i=1}^n \psi_{ci} S_{Qik} \right) \\
 &= 1.0 \times [1.35 \times (15.5 + 1.35) + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 1.8] \times 1.5^2/2 \\
 &= 27.58 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

取 $M_{ov} = 27.58 \text{ kN} \cdot \text{m}$

(2) 抗倾覆力矩。

挑梁的抗倾覆荷载 G_r 仅考虑恒载，分项系数取 0.8。

$$M_r = 0.8S_{G1k} = 0.8 \times (15.5 + 1.8) \times 3^2/2 = 62.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3) 抗倾覆验算。

$$M_{ov} = 27.58 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_r = 62.28 \text{ kN} \cdot \text{m}, \text{ 满足要求。}$$

真题

【1.2.21】(2005 年一级考题，因规范改版，本题已作相应调整)

某烧结普通砖砌体结构，设计使用年限 50 年，因特殊需要设计有地下室，如图 1.2.12 所示；房屋的长度为 L 、宽度为 B ，抗浮设计水位为 -1.0m ，基础底面标高 -4.0m ；算至基础底面的全部恒荷载标准值 $g = 50\text{kN/m}^2$ ，全部活荷载标准值 $p = 10\text{kN/m}^2$ ；结构重要性系数 $\gamma_0 = 1.0$ 。

在抗漂浮验算中，漂浮荷载效应值 $\gamma_0 S_1$ 与抗漂浮荷载效应 S_2 之比，应与下列何组数值最为接近？

提示：砌体结构按刚体计算，水浮力按活荷载计算。

- (A) $\gamma_0 S_1/S_2 = 0.84 > 0.8$ ；不满足漂浮验算
- (B) $\gamma_0 S_1/S_2 = 0.74 > 0.8$ ；满足漂浮验算
- (C) $\gamma_0 S_1/S_2 = 0.80$ ；满足漂浮验算
- (D) $\gamma_0 S_1/S_2 = 0.65 < 0.8$ ；满足漂浮验算

【答案】(A)

【解答】

(1) 根据《砌体结构设计规范》4.1.6 条，由活荷载控制的效应组合：

$$\gamma_0 \left(1.2S_{G2k} + 1.4\gamma_L S_{Q1k} + \gamma_L \sum_{i=2}^n S_{Qik} \right) \leq 0.8S_{G1k}$$

漂浮荷载只有水浮力： $\gamma_0 S_1 = 1.0 \times [1.2 \times 0 + 1.4 \times 1.0 \times (4 - 1) \times 10] = 42\text{kN/m}^2$

抗浮荷载仅考虑永久荷载： $S_2 = S_{G1k} = 50\text{kN/m}^2$

(2) $\gamma_0 S_1/S_2 = 42/50 = 0.84 > 0.8$ ，满足漂浮验算，(A) 正确。

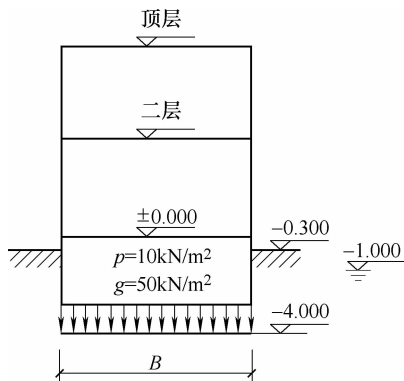


图 1.2.12

第二章 楼面和屋面活荷载

第一节 民用建筑楼面均布活荷载

一、一般使用条件下的楼面活荷载

《建筑结构荷载规范》表 5.1.1 中列入的民用建筑楼面均布活荷载的标准值及其组合值系数、频遇值系数和准永久值系数为设计时必须遵守的最低要求。

5.1.1 民用建筑楼面均布活荷载的标准值及其组合值系数、频遇值系数和准永久值系数的取值，不应小于表 5.1.1 的规定。

表 5.1.1 民用建筑楼面均布活荷载标准值及其组合值、频遇值和准永久值系数

项 次	类 别			标准值 (kN/m^2)	组合值系数 ψ_c	频遇值系数 ψ_f	准永久值系 数 ψ_q
1	(1) 住宅、宿舍、旅馆、办公楼、医院病房、托儿所、幼儿园			2.0	0.7	0.5	0.4
	(2) 试验室、阅览室、会议室、医院门诊室			2.0	0.7	0.6	0.5
2	教室、食堂、餐厅、一般资料档案室			2.5	0.7	0.6	0.5
6	(1) 书库、档案库、贮藏室			5.0	0.9	0.9	0.8
	(2) 密集柜书库			12.0	0.9	0.9	0.8
8	汽车通道 及客车停车 库	(1) 单向板楼盖(板跨不小 于2m)和双向板楼盖(板跨不 小于3m×3m)	客车	4.0	0.7	0.7	0.6
			消防车	35.0	0.7	0.5	0.0
		(2) 双向板楼盖(板跨不小 于6m×6m)和无梁楼盖(柱钢 不小于6m×6m)	客车	2.5	0.7	0.7	0.6
			消防车	20.0	0.7	0.5	0.0

【2.1.1】 楼梯活荷载

条件：一幢 16 层高的宿舍楼，其标准层平面如图 2.1.1 所示。

要求：确定该楼内的楼梯活荷载标准值 q_k 。

【详解】

(1) 根据《民用建筑设计通则》3.1.2 条第 1 款：住宅建筑按层数分类：一层至三层为底层住宅，四层至六层为多层住宅，七层至九层为中高层住宅，十层及十层以上为高层住宅。

(2) 根据《建筑结构荷载规范》5.1.1 条及条文说明，走廊、门厅和楼梯的活荷载标准值一般应按相

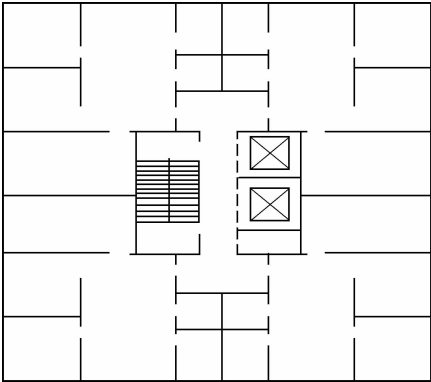


图 2.1.1

连通房屋的活荷载标准值采用,但对有可能出现密集人流的情况,活荷载标准值不应低于 3.5kN/m^2 。可能出现密集人流的建筑主要指学校、公共建筑和高层建筑的消防楼梯等。因此,本题楼梯荷载按第 12 项 (2) 其他,取 3.5kN/m^2 。

【简解】 根据《荷规》表 5.1.1 条及条文说明,第 12 项 (2) 取 3.5kN/m^2 。

【2.1.2】 ①教室、②教学楼的厕所、③消防楼梯的楼面均布活荷载标准值应按下列何组荷载取值才是全部正确的?(单位: kN/m^2)

- (A) ①2.0、②2.5、③3.5 (B) ①2.5、②2.5、③3.5
(C) ①2.5、②2.5、③2.5 (D) ①2.5、②2.0、③2.5

【答案】 (B)

【详解】 根据《建筑结构荷载规范》表 5.1.1,教室属于第 2 项,取 2.5kN/m^2 ;教学楼的厕所属于第 10 项,取 2.5kN/m^2 ;消防楼梯属于第 12 项中的 (2),取 3.5kN/m^2 。

【简解】 根据《荷规》表 5.1.1,教室取 2.5kN/m^2 ;教学楼的厕所取 2.5kN/m^2 ;消防楼梯取 3.5kN/m^2 。

【2.1.3】 一地下二层停放载人少于 9 人的客车的车库,采用 $9\text{m} \times 9\text{m}$ 柱网的有柱帽无梁楼盖如图 2.1.2 所示,确定楼盖的楼面均布活荷载标准值 q_k (kN/m^2),为下列何项所示?

- (A) 2.0 (B) 4.0
(C) 2.5 (D) 3.0

【答案】 (C)

【详解】 根据《建筑结构荷载规范》表 5.1.1 第 8 项 (2),双向板楼盖(板跨不小于 $6\text{m} \times 6\text{m}$)取 2.5kN/m^2 。

【简解】 根据《荷规》表 5.1.1 第 8 项 (2),取 2.5kN/m^2 。

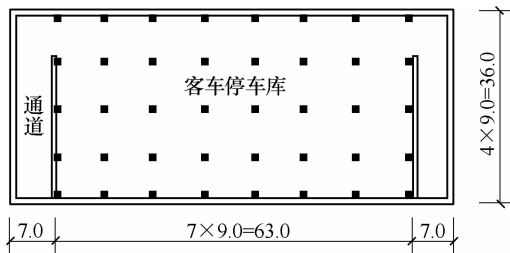


图 2.1.2

二、特殊使用条件下的楼面活荷载

《建筑结构荷载规范》表 5.1.1 注 2 ~ 注 6 中列出 5 种特殊使用条件下的楼面活荷载。

- 2 第 6 项书库活荷载当书架高度大于 2m 时,书库活荷载尚应按每米书架高度不小于 2.5kN/m^2 确定;
- 3 第 8 项中的客车活荷载仅适用于停放载人少于 9 人的客车;消防车活荷载适用于满载总重为 300kN 的大型车辆;当不符合本表的要求时,应将车轮的局部荷载按结构效应的等效原则,换算为等效均布荷载;
- 4 第 8 项消防车活荷载,当双向板楼盖板跨介于 $3\text{m} \times 3\text{m} \sim 6\text{m} \times 6\text{m}$ 之间时,应按跨度线性插值确定;
- 5 第 12 项楼梯活荷载,对预制楼梯踏步平板,尚应按 1.5kN 集中荷载验算;
- 6 本表各项荷载不包括隔墙自重和二次装修荷载;对固定隔墙的自重应按永久荷载考虑,当隔墙位置可灵活自由布置时,非固定隔墙的自重应取不小于 $1/3$ 的每延米长墙重 (kN/m) 作为楼面活荷载的附加值 (kN/m^2) 计入,且附加值不应小于 1.0kN/m^2 。

【2.1.4】 楼面荷载设计值计算

条件:某办公楼设计使用年限 50 年,办公楼楼面上有活动的双面抹灰板条隔墙一条,高

3.60m；楼面为厚150mm的钢筋混凝土无梁楼盖及20mm厚的抹灰层。已知钢筋混凝土的自重为 25kN/m^3 ，抹灰砂浆自重 20kN/m^3 ，双面抹灰板条隔墙自重 0.9kN/m^2 。

要求：计算该楼面承载能力时的楼面荷载设计值。

【详解】

(1) 楼面活载。

根据《建筑结构荷载规范》表5.1.1第1项(1)，楼面均布活荷载标准值为 2.0kN/m^2 。

根据表5.1.1注6：非固定隔墙的自重应取不小于 $1/3$ 的每延米长墙重(kN/m)作为楼面活荷载的附加值(kN/m^2)计入，且附加值不应小于 1.0kN/m^2 。

$$0.9 \times 3.6 \times \frac{1}{3} = 1.08\text{kN/m} > 1.0\text{kN/m}^2, \text{取 } 1.08\text{kN/m}^2$$

楼面活荷载标准值为 $2.0 + 1.08 = 3.08\text{kN/m}^2$

(2) 楼面恒载。

抹面层自重 $20 \times 0.02 = 0.40\text{kN/m}^2$

钢筋混凝土楼板自重 $25 \times 0.15 = 3.75\text{kN/m}^2$

合计 $0.40 + 3.75 = 4.15\text{kN/m}^2$

(3) 根据《建筑结构荷载规范》3.2.3条和3.2.4条：

可变荷载控制的效应设计值：

$$1.2 \times 4.15 + 1.4 \times 1.0 \times 3.08 = 9.29\text{kN/m}^2$$

永久荷载控制的效应设计值：

$$1.35 \times 4.15 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 3.08 = 8.62\text{kN/m}^2$$

取楼面荷载设计值为 9.29kN/m^2 。

【简解】

(1) 根据《荷规》表5.1.1第1项(1)，取 2.0kN/m^2 。

根据表5.1.1注6，有：

$$0.9 \times 3.6 \times \frac{1}{3} = 1.08\text{kN/m} > 1.0\text{kN/m}^2, \text{取 } 1.08\text{kN/m}^2$$

楼面活荷载： $2.0 + 1.08 = 3.08\text{kN/m}^2$

(2) 抹灰面层自重 $20 \times 0.02 = 0.40\text{kN/m}^2$

钢筋混凝土楼板自重 $25 \times 0.15 = 3.75\text{kN/m}^2$

楼面恒载 $0.40 + 3.75 = 4.15\text{kN/m}^2$

(3) 根据《荷规》3.2.3条和3.2.4条：

可变荷载控制：

$$1.2 \times 4.15 + 1.4 \times 1.0 \times 3.08 = 9.29\text{kN/m}^2$$

永久荷载控制：

$$1.35 \times 4.15 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 3.08 = 8.62\text{kN/m}^2$$

取 9.29kN/m^2 。

【2.1.5】一幢三层高的图书馆书库，库中的书架高度为2.5m，如图2.1.3所示。书架间距为1.0m，书库的楼面活荷载标准值 q_k (kN/m^2)最接近下列何项数值？

(A) 6.25 (B) 5.0 (C) 7.0 (D) 5.8

【答案】(A)

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》表 5.1.1 第 6 项 (1) 书库, 取 5kN/m^2 。

(2) 根据《建筑结构荷载规范》表 5.1.1 注 3, 第 6 项书库活荷载当书架高度大于 2m 时, 书库活荷载尚应按每米书架高度不小于 2.5kN/m^2 确定:

$$q_k = 2.5 \times 2.5 / 1.0 = 6.25\text{kN/m}^2, \text{ (A) 正确。}$$

【简解】

(1) 根据《荷规》表 5.1.1 第 6 项 (1), 取 $q = 5\text{kN/m}^2$ 。

(2) 根据《荷规》表 5.1.1 注 3, $q_k = 2.5 \times 2.5 / 1.0 = 6.25\text{kN/m}^2$, (A) 正确。

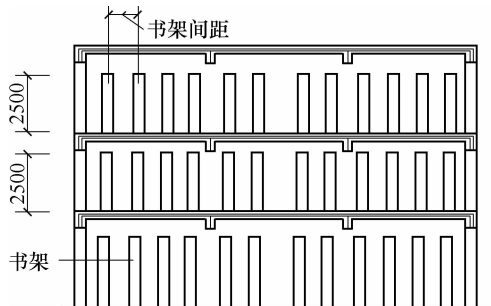


图 2.1.3

【2.1.6】对于多层住宅预制楼梯踏步平板, 其楼面均布活荷载取下列何项?

- (A) 标准值 2.0kN/m^2 (B) 标准值 2.0kN/m^2 , 尚应按 1.5kN 集中荷载验算
(C) 标准值 2.5kN/m^2 (D) 3.5kN/m^2

【答案】(B)

【详解】根据《建筑结构荷载规范》表 5.1.1 注 5, 第 12 项楼梯活荷载, 对预制楼梯踏步板, 尚应按 1.5kN 集中荷载验算。(B) 正确。

【简解】根据《荷规》表 5.1.1 第 12 项及注 5, (B) 正确。

三、荷载的折减

作用在楼面上的活荷载, 不可能以标准值的大小同时布满在所有的楼面上, 因此在设计梁、墙、柱和基础时, 还要考虑实际荷载沿楼面分布的变异情况, 也即在确定梁、墙、柱和基础的荷载标准值时, 允许按楼面活荷载标准值乘以折减系数。

(一) 从属面积

《建筑结构荷载规范》规定:

2.1.19 从属面积 tributary area

考虑梁、柱等构件均布荷载折减所采用的计算构件负荷的楼面面积。

5.1.2 条的注

注: 楼面梁的从属面积应按梁两侧各延伸二分之一梁间距的范围内的实际面积确定。

5.1.2 条的条文说明

对于支撑单向板的梁, 其从属面积为梁两侧各延伸二分之一的梁间距范围内的面积; 对于支撑双向板的梁, 其从属面积由板面的剪力零线围成。对于支撑梁的柱, 其从属面积为所支撑梁的从属面积的总和; 对于多层房屋, 柱的从属面积为其上部所有柱从属面积的总和。

(二) 楼面梁的荷载折减

《建筑结构荷载规范》规定:

5.1.2 设计楼面梁、墙、柱及基础时, 本规范表 5.1.1 中楼面活荷载标准值的折减系数取值不应小于下列规定:

1 设计楼面梁时:

- 1) 第1(1)项当楼面梁从属面积超过 25m^2 时, 应取 0.9;
- 2) 第1(2)~7项当楼面梁从属面积超过 50m^2 时, 应取 0.9;
- 3) 第8项对单向板楼盖的次梁和槽形板的纵肋应取 0.8, 对单向板楼盖的主梁应取 0.6, 对双向板楼盖的梁应取 0.8;
- 4) 第9~13项应采用与所属房屋类别相同的折减系数。

【2.1.7】 设计病房楼面梁时活荷载的折减

条件:某医院病房的简支钢筋混凝土楼面梁, 其计算跨度 $l_0 = 7.5\text{m}$, 梁间距为 3.6m , 楼板为现浇钢筋混凝土板, 如图 2.1.4 所示。

要求:求楼面梁承受的楼面均布活荷载标准值在梁上产生的均布线荷载。

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》表 5.1.1 第 1 项第 (1) 款, 医院病房的楼面活荷载标准值为 2.0kN/m^2 。

(2) 楼面梁从属面积 $A = 3.6 \times 7.5 = 27\text{m}^2 > 25\text{m}^2$, 根据《建筑结构荷载规范》5.1.2 条第 1 项第 1) 款, 在计算楼面梁时楼面活荷载的标准值折减系数取 0.9。

(3) 楼面梁上的均布活荷载标准值 q_k , 计算简图如图 2.1.5 所示。

$$q_k = 0.9 \times 2 \times 3.6 = 6.48\text{kN/m}$$

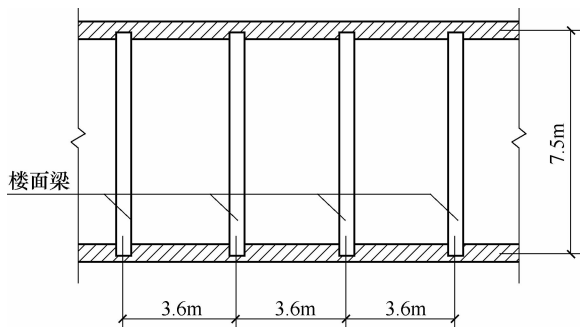


图 2.1.4 楼面梁平面图

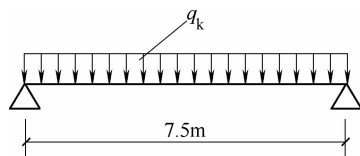


图 2.1.5

【简解】

(1) 根据《荷规》表 5.1.1, 2.0kN/m^2 。

(2) 根据《荷规》5.1.2, $A = 3.6 \times 7.5 = 27\text{m}^2 > 25\text{m}^2$, 折减系数 0.9。

(3) 梁上活荷载标准值: $q_k = 0.9 \times 2 \times 3.6 = 6.48\text{kN/m}$ 。

【2.1.8】 设计会议室楼面梁时楼面活荷载的折减

条件:某会议室的简支钢筋混凝土楼面梁, 其计算跨度 $l_0 = 9\text{m}$, 其上铺有 $6\text{m} \times 1.2\text{m}$ (长×宽) 的预制钢筋混凝土空心板如图 2.1.6 所示。

要求:求楼面梁承受的楼面均布活荷载标准值在梁上产生的均布线荷载。

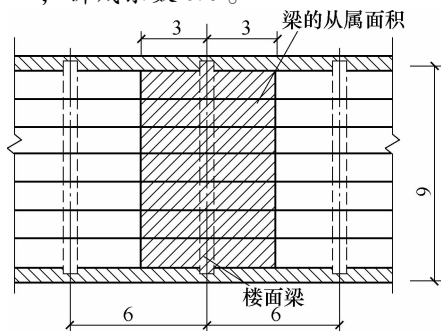


图 2.1.6

【详解】

(1) 《建筑结构荷载规范》5.1.1 第 1 项第 (2) 款, 会议室楼面活荷载为 2.0kN/m^2 。

(2) 楼面梁从属面积 $A = 6 \times 9 = 54\text{m}^2 > 50\text{m}^2$, 根据《建筑结构荷载规范》5.1.2 条第 1 项第 2) 款, 楼面梁活荷载标准值的折减系数取 0.9。

(3) 楼面梁上的均布活荷载标准值 q_k , 计算简图如图 2.1.7 所示。

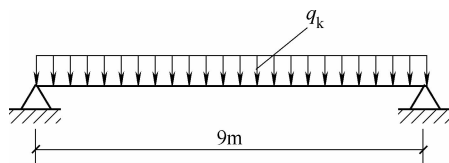


图 2.1.7

$$q_k = 0.9 \times 2 \times 6 = 10.8\text{kN/m}$$

【简解】

(1) 根据《荷规》5.1.1 条, 2.0kN/m^2 。

(2) 根据《荷规》5.1.2 条, $A = 6 \times 9 = 54\text{m}^2 > 50\text{m}^2$, 折减系数 0.9。

(3) 梁上活荷载标准值: $q_k = 0.9 \times 2 \times 6 = 10.8\text{kN/m}$ 。

【2.1.9】设计车库楼面梁时楼面活荷载的折减

条件: 某停放轿车的停车库钢筋混凝土现浇楼盖, 单向板、主次梁结构体系如图 2.1.8 所示。

要求: 求次梁承受的楼面均布线荷载标准值及主梁承受由次梁传来的楼面活荷载集中力标准值。

【详解】

(1) $12/3.9 = 3.08 > 3.0$ 为单向板, 板跨为 3.9m, 根据《建筑结构荷载规范》表 5.1.1 第 8 项第 (1) 款, 楼面均布活荷载标准值为 4.0kN/m^2 。

(2) 根据《建筑结构荷载规范》5.1.2 条第 1 项第 3) 款, 单向板楼盖的次梁折减系数取 0.8。

(3) 根据《建筑结构荷载规范》5.1.2 条第 1 项第 3) 款, 单向板楼盖的主梁折减系数取 0.6。

(4) 次梁和主梁的计算简图如图 2.1.9 所示。

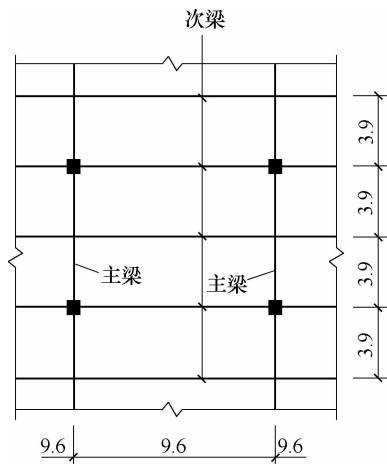


图 2.1.8 停车库结构平面

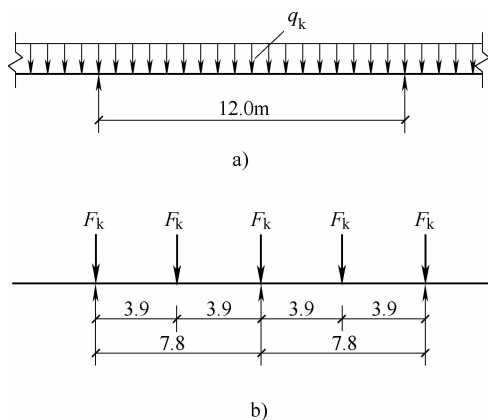


图 2.1.9 计算简图

a) 次梁计算简图 b) 主梁计算简图

次梁荷载: $q_k = 0.8 \times 4 \times 3.9 = 12.48\text{kN/m}$

主梁荷载: $F_k = 0.6 \times 4 \times 3.9 \times 12 = 112.32\text{kN}$

【简解】

(1) 根据《荷规》表 5.1.1, $12/3.9 = 3.08 > 3.0$, 板跨 3.9m, 4.0kN/m^2 。

(2) 根据《荷规》5.1.2 条, 次梁折减系数取 0.8。

(3) 根据《荷规》5.1.2 条, 主梁折减系数取 0.6。

(4) 次梁荷载: $q_k = 0.8 \times 4 \times 3.9 = 12.48\text{kN/m}$

主梁荷载: $F_k = 0.6 \times 4 \times 3.9 \times 12 = 112.32\text{kN}$

(三) 墙、柱和基础的荷载折减

《建筑结构荷载规范》规定:

5.1.2 设计楼面梁、墙、柱及基础时, 本规范表 5.1.1 中楼面活荷载标准值的折减系数取值不应小于下列规定:

2 设计墙、柱和基础时:

1) 第 1 (1) 项应按表 5.1.2 规定采用;

2) 第 1 (2) ~ 7 项应采用与其楼面梁相同的折减系数;

3) 第 8 项的客车, 对单向板楼盖应取 0.5, 对双向板楼盖和无梁楼盖应取 0.8;

4) 第 9 ~ 13 项应采用与所属房屋类别相同的折减系数。

表 5.1.2 活荷载按楼层的折减系数

墙、柱、基础计算截面以上的层数	1	2 ~ 3	4 ~ 5	6 ~ 8	9 ~ 20	> 20
计算截面以上各楼层活荷载总和的折减系数	1.00 (0.90)	0.85	0.70	0.65	0.60	0.55

注: 当楼面梁的从属面积超过 25m^2 时, 应采用括号内的系数。

【2.1.10】 设计教学楼的柱时楼面活荷载的折减

条件: 某教学楼为钢筋混凝土框架结构, 其结构平面及剖面如图 2.1.10 及图 2.1.11 所示, 楼盖为现浇单向板主次梁承重体系。

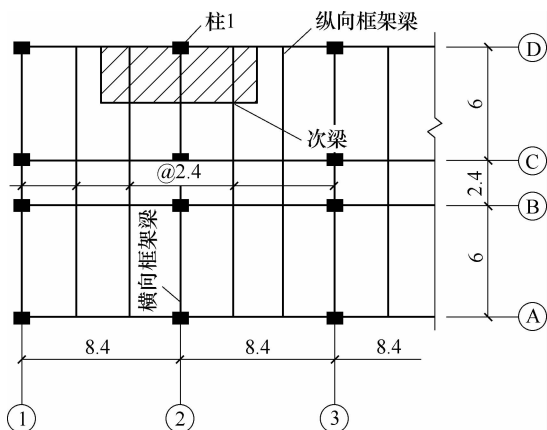


图 2.1.10 结构平面图

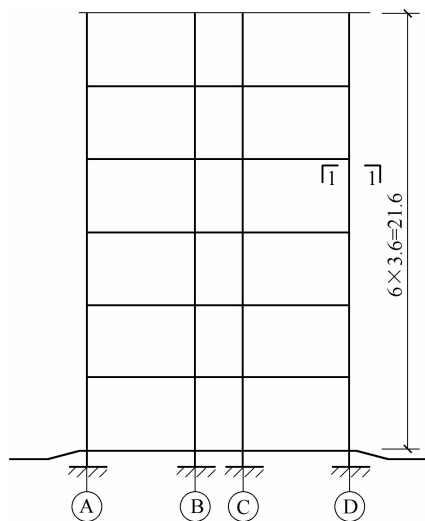


图 2.1.11 剖面图

要求: 求教学楼中柱在第四层柱顶 (1—1 截面) 处, 当楼面活荷载满布时, 由楼面活荷载标准值产生的轴力。

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》表 5.1.1 第 2 项得楼面活荷载标准值为 2.5kN/m^2 。

(2) 根据《建筑结构荷载规范》5.1.2 条第 2 项第 2 款规定, 折减系数取 0.9。

(3) 忽略纵横框架梁在楼面活荷载作用下, 由梁两端不平衡弯矩产生的轴向力, 柱 1 的 1—1 截面承受着 5、6 层的楼面活荷载, 其荷载面积如图 2.1.10 中的阴影所示, 故其轴向力标准值 $N_k = 0.9 \times 2 \times 2.5 \times 3 \times 8.4 = 113.4\text{kN}$ 。

【简解】

(1) 根据《荷规》表 5.1.1, 2.5kN/m^2 。

(2) 根据《荷规》5.1.2 条, 折减系数取 0.9。

(3) 轴向力标准值: $N_k = 0.9 \times 2 \times 2.5 \times 3 \times 8.4 = 113.4\text{kN}$ 。

【2.1.11】设计宿舍楼的基础时楼面活荷载的折减

条件: 某五层混合结构单身宿舍, 其建筑平面及剖面如图 2.1.12 及图 2.1.13 所示, 楼盖为预制短向预应力混凝土空心板, 板面设整体面层, 砖横墙承重。

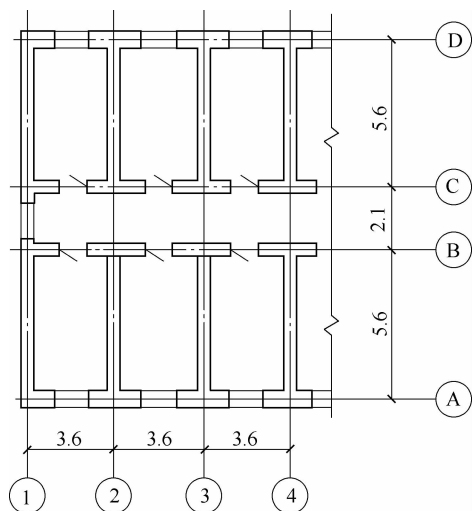


图 2.1.12 结构平面图 (单位: m)

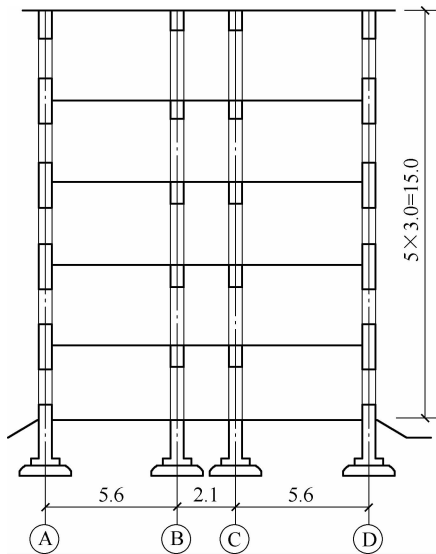


图 2.1.13 剖面图 (单位: m)

要求: 求轴线②横墙基础底部截面由各楼层楼面活荷载标准值产生的轴向力 (按每延长米计算)。

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》表 5.1.1 第 1 项第 1 款, 楼面活荷载标准值为 2.0kN/m^2 。

(2) 由于基础底部截面承受上部四层楼面活荷载, 根据《建筑结构荷载规范》表 5.1.2 查得活荷载折减系数为 0.7。

(3) ②轴线横墙基础承受的轴向力标准值: $N_k = 0.7 \times 4 \times 2.0 \times 3.6 = 20.16\text{kN/m}$ 。

【简解】

(1) 根据《荷规》表 5.1.1, 2.0kN/m^2 。

(2) 根据《荷规》表 5.1.2, 折减系数为 0.7。

(3) 基础的轴向力标准值: $N_k = 0.7 \times 4 \times 2.0 \times 3.6 = 20.16 \text{ kN/m}$ 。

【2.1.12】设计停车楼的基础时楼面活荷载的折减

条件:某停放轿车的三层停车库, 其承重结构为现浇钢筋混凝土无梁楼盖板柱体系, 柱网尺寸为 $7.8\text{m} \times 7.8\text{m}$, 地面层没有混凝土楼盖, 其平面及剖面如图 2.1.14 及图 2.1.15 所示。

要求:求柱 1 在基础顶部截面处由楼面活荷载标准值产生的轴向力。

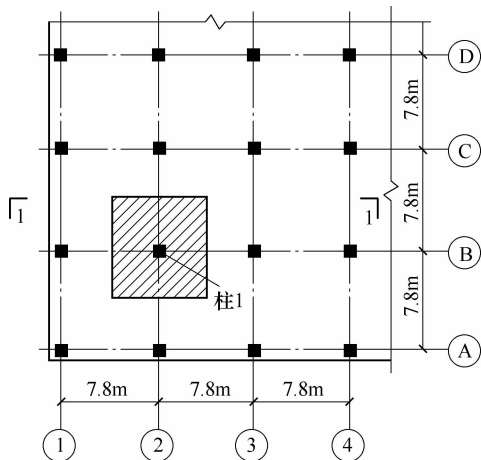


图 2.1.14 结构平面图

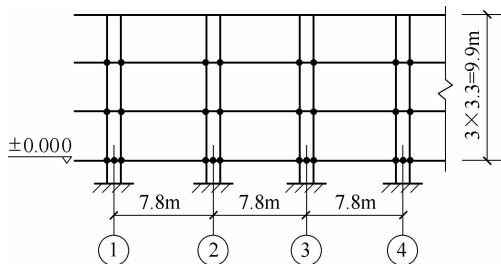


图 2.1.15 剖面图

【详解】

(1) 查《建筑结构荷载规范》表 5.1.1 第 8 项第 2 款, 楼面活荷载标准值为 2.5 kN/m^2 。

(2) 根据《建筑结构荷载规范》5.1.2 条 2 项 2 款规定无梁楼盖停车库活荷载折减系数为 0.8。

(3) 柱 1 基础顶部截面承受 2 层楼面活荷载, 因此由楼面活荷载产生的轴向力标准值 (忽略楼板不平衡弯矩产生的轴向力) $N_k = 2 \times 2.5 \times 0.8 \times 7.8 \times 7.8 = 243.36 \text{ kN}$ 。

【简解】

(1) 根据《荷规》表 5.1.1, 2.5 kN/m^2 。

(2) 根据《荷规》表 5.1.2, 折减系数为 0.8。

(3) 柱 1 基础的轴向力标准值: $N_k = 2 \times 2.5 \times 0.8 \times 7.8 \times 7.8 = 243.36 \text{ kN}$ 。

(四) 考虑荷载折减的特例

荷载折减并不是在所有情况都要采用, 亦有不用的特例。砌体结构的墙梁荷载就不要考虑折减, 《砌体结构设计规范》的“编制说明”就有此项规定。

《砌体结构设计规范》的相关规定:

7.3.4 墙梁的计算荷载, 应按下列规定采用:

1 使用阶段墙梁上的荷载

1) 承重墙梁的托梁顶面荷载设计值, 取托梁自重及本层楼盖的恒荷载和活荷载。

2) 墙梁顶面的荷载设计值 Q_2 , 取托梁以上各层墙体自重, 以及墙梁顶面以上各层楼 (屋) 盖的恒荷载和活荷载; 集中荷载可沿作用的跨度近似化为均布荷载。

7.3.4 (编制说明) 本条不再考虑上部楼面荷载的折减, 仅在墙体受剪和局压计算中考虑翼墙有利作用, 以提高墙梁的可靠度, 并简化计算。

真题

【2.1.13】 (2005 年二级考题, 因规范改版, 原题已作修改。)

某四层简支承重墙梁, 设计使用年限 50 年, 如图 2.1.16 所示。托梁截面 $b \times h_b = 300\text{mm} \times 600\text{mm}$, 伸进墙内各 300mm, 托梁自重标准值 $g = 5.0\text{kN/m}$; 墙体为烧结普通砖, 厚度 240mm, 墙体及抹灰自重标准值为 4.5kN/m^2 ; 作用于每层墙顶由楼板传来的均布恒荷载标准值 $g_k = 15.0\text{kN/m}$ 和均布活荷载标准值 $q_k = 8.0\text{kN/m}$, 各层均相同。(楼面活载为 2.0kN/m^2)

若荷载效应的基本组合由永久荷载效应控制, 活荷载的组合系数 $\psi_c = 0.7$, 试问使用阶段墙梁顶面的荷载设计值 Q_2 (kN/m), 与下列何项数值最为接近?

- (A) 160 (B) 185
(C) 200 (D) 220

【答案】 (B)

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》3.2.3 条和 3.2.4 条, 由永久荷载控制, 每层楼(屋)面的恒荷载和活荷载设计值合计为:

$$q_1 = 1.35 \times 15.0 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 8.0 = 28.09\text{kN/m}$$

(2) 托梁以上每层墙体自重设计值为: $q_2 = 1.35 \times 4.5 \times 3 = 18.225\text{kN/m}$

(3) 根据《砌体结构设计规范》7.3.4 条及编制说明, 墙梁顶面的荷载设计值, 取托梁以上各层墙体自重, 以及墙梁顶面以上各层楼(屋)盖的恒荷载和活荷载, 不考虑上部楼面荷载的折减:

$$Q_2 = (28.09 + 18.225) \times 4 = 185.26\text{kN/m}$$

(B) 正确。

【简解】

(1) 根据《荷规》3.2.3 条和 3.2.4 条:

永久荷载控制: $q_1 = 1.35 \times 15.0 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 8.0 = 28.09\text{kN/m}$

(2) 托梁以上墙体自重: $q_2 = 1.35 \times 4.5 \times 3 = 18.225\text{kN/m}$

(3) 根据《砌规》7.3.4 及条文说明:

$$Q_2 = (28.09 + 18.225) \times 4 = 185.26\text{kN/m}, \text{ (B) 正确。}$$

【2.1.14】 墙梁顶面的荷载设计值 Q_2

条件: 单跨五层商店-住宅, 局部剖面如图 2.1.17 所示。横墙承重, 开间为 3400mm, 托梁以上各层墙体自重 62.98kN/m , 墙梁顶面以上各层楼(屋)盖的恒载之和为 37.4kN/m , 活载标准值: 楼面 1.5kN/m^2 , 屋面 0.5kN/m^2 。荷载效应的基本组合由永久荷载效应控制, 活荷载的组合值系数 $\psi_c = 0.7$ 。

要求: 使用阶段墙梁顶面的荷载设计值 Q_2 (kN/m)。

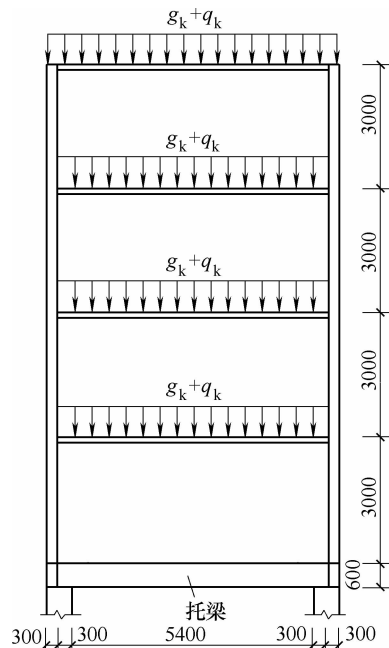


图 2.1.16

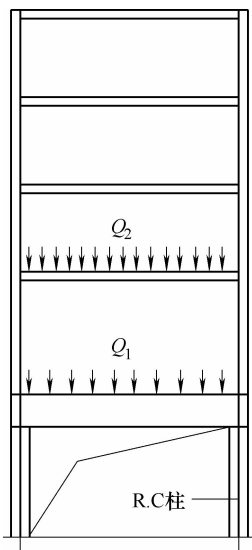


图 2.1.17

【详解】 根据《建筑结构荷载规范》7.3.4 条及条文说明，墙梁顶面的荷载设计值不考虑上部楼面荷载的折减。

活荷载标准值： $3 \times 3.4 \times 1.5 + 3.4 \times 0.5 = 17\text{kN/m}$

墙梁顶面的荷载设计值：

$$Q_2 = 1.35 \times (62.98 + 37.4) + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 17 = 152.17\text{kN/m}$$

【简解】 根据《荷规》7.3.4 条及条文说明：

活荷载标准值： $3 \times 3.4 \times 1.5 + 3.4 \times 0.5 = 17\text{kN/m}$

荷载设计值： $Q_2 = 1.35 \times (62.98 + 37.4) + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 17 = 152.17\text{kN/m}$

第二节 工业建筑楼面活荷载

一、等效均布活荷载

《建筑结构荷载规范》规定：

2.1.18 等效均布荷载 equivalent uniform live load

结构设计时，楼面上不连续分布的实际荷载，一般采用均布荷载代替；等效均布荷载系指其在结构上所得的荷载效应能与实际的荷载效应保持一致的均布荷载。

5.1.4 楼面结构上的局部荷载可按本规范附录 C 的规定，换算为等效均布活荷载。

C.0.1 楼面（板、次梁及主梁）的等效均布活荷载，应在其设计控制部位上，根据需要按内力、变形及裂缝的等值要求来确定。在一般情况下，可仅按内力的等值来确定。

C.0.2 连续梁、板的等效均布活荷载，可按单跨简支计算。但计算内力时，仍应按连续考虑。

C.0.3 由于生产、检修、安装工艺以及结构布置的不同，楼面活荷载差别较大时，应划分区域分别确定等效均布活荷载。

C.0.4 单向板上局部荷载（包括集中荷载）的等效均布活荷载可按下列规定计算：

1 等效均布活荷载 q_e 可按下式计算：

$$q_e = \frac{8M_{\max}}{bl^2} \quad (\text{C.0.4.1})$$

式中 l ——板的跨度；

b ——板上荷载的有效分布宽度，按本附录 C.0.5 确定；

$M_{\max}$ ——简支单向板的绝对最大弯矩，按设备的最不利布置确定。

2 计算 $M_{\max}$ 时，设备荷载应乘以动力系数，并扣去设备在该板跨内所占面积上由操作荷载引起的弯矩。

C.0.5 单向板上局部荷载的有效分布宽度 b ，可按下列规定计算：

1 当局部荷载作用面的长边平行于板跨时，简支板上荷载的有效分布宽度 b 为（图 C.0.5-1）：

当 $b_{\text{cx}} \geq b_{\text{cy}}$ ， $b_{\text{cy}} \leq 0.6l$ ， $b_{\text{cx}} \leq l$ 时：

$$b = b_{\text{cy}} - 0.7l \quad (\text{C.0.5-1})$$

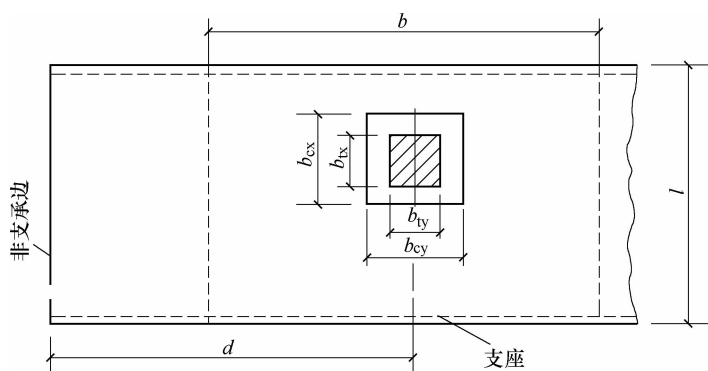


图 C.0.5-1 简支板上局部荷载的有效分布宽度
(荷载作用面的长边平行于板跨)

当 $b_{cx} \geq b_{cy}$, $0.6l < b_{cy} \leq l$, $b_{cx} \leq l$ 时:

$$b = 0.6b_{cy} + 0.94l \quad (\text{C.0.5-2})$$

2 当荷载作用面的长边垂直于板跨时, 简支板上荷载的有效分布宽度 b 按下列规定确定 (图 C.0.5-2);

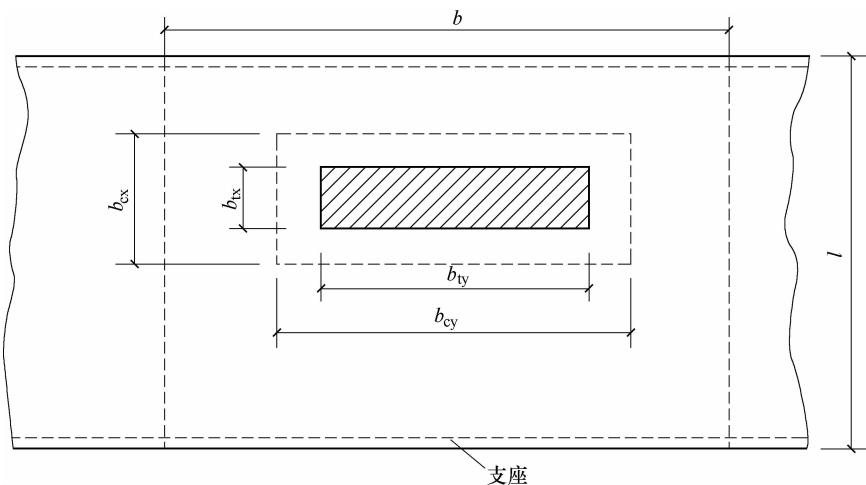


图 C.0.5-2 简支板上局部荷载的有效分布宽度
(荷载作用面的长边垂直于板跨)

1) 当 $b_{cx} < b_{cy}$, $b_{cy} \leq 2.2l$, $b_{cx} \leq l$ 时:

$$b = \frac{2}{3}b_{cy} + 0.73l \quad (\text{C.0.5-3})$$

2) 当 $b_{cx} < b_{cy}$, $b_{cy} > 2.2l$, $b_{cx} \leq l$ 时:

$$b = b_{cy} \quad (\text{C.0.5-4})$$

式中 l ——板的跨度;

b_{cx} 、 b_{cy} ——荷载作用面平行和垂直于板跨的计算宽度, 分别取 $b_{cx} = b_{tx} + 2s + h$, $b_{cy} = b_{ty} + 2s + h$ 。其中 b_{tx} 为荷载作用面平行于板跨的宽度, b_{ty} 为荷载作用面垂直于板跨的宽度, s 为垫层厚度, h 为板的厚度。

真题**【2.2.1】** (2006 年一级, 因规范改版, 原题已作修改。)

某民用建筑的双跨现浇钢筋混凝土单向板, 两跨跨中同时各作用有重量相等的设备, 设备直接放置在楼面板上 (无垫层), 其基座尺寸如图 2.2.1 所示。楼板支撑在梁和承重外墙上, 已知楼板厚度为 120mm, 其计算跨度取 3.0m; 无设备区的板面活荷载标准值为 2.5kN/m^2 。

假定设备荷载和操作荷载在有效分布宽度内产生的等效均布活荷载标准值 $q_k = 7.0\text{kN/m}^2$, 楼板面层和吊顶荷载标准值为 1.2kN/m^2 , 试问, 在进行楼板抗弯承载力计算时, 连续板中间支座的负弯矩设计值 M ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$), 应与下列何项数值最为接近?

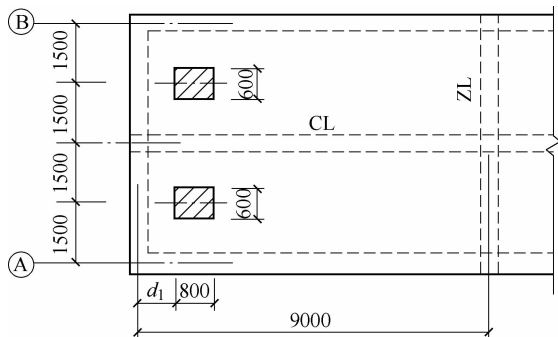


图 2.2.1

提示: 双跨连续板在(A)、(B)轴线按简支支座考虑, 设计使用年限 50 年。

(A) 9.5

(B) 11.5

(C) 13.5

(D) 16.7

【答案】 (D)**【详解】**

(1) 恒荷载: $g_k = 0.12 \times 25 + 1.2 = 4.2\text{kN/m}^2$; 活荷载: $q_k = 7\text{kN/m}^2$ 。

(2) 根据《建筑结构荷载规范》3.2.3 条和 3.2.4 条:

由可变荷载控制的效应设计值: $q = 1.2 \times 4.2 + 1.4 \times 1.0 \times 7 = 14.84\text{kN/m}^2$

由永久荷载控制的效应设计值: $q = 1.35 \times 4.2 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 7 = 12.53\text{kN/m}^2$

取 $q = 14.84\text{kN/m}^2$

(3) 支座处的弯矩为: $M = \frac{1}{8} \times 14.84 \times 3^2 = 16.70\text{kN} \cdot \text{m}$, (D) 正确。

【简解】

(1) 恒荷载: $g_k = 0.12 \times 25 + 1.2 = 4.2\text{kN/m}^2$; 活荷载: $q_k = 7\text{kN/m}^2$ 。

(2) 根据《荷规》3.2.3 条和 3.2.4 条:

可变荷载控制: $q = 1.2 \times 4.2 + 1.4 \times 1.0 \times 7 = 14.84\text{kN/m}^2$

永久荷载控制: $q = 1.35 \times 4.2 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 7 = 12.53\text{kN/m}^2$

$q = 14.84\text{kN/m}^2$

(3) $M = \frac{1}{8} \times 14.84 \times 3^2 = 16.70\text{kN} \cdot \text{m}^2$,

(D) 正确。

【2.2.2】 单位宽度 (每米) 最大弯矩设计值

条件: 某钢筋混凝土单向板现浇简支楼板, 设计使用年限 50 年, 计算跨度 $l_0 = 3\text{m}$, 其上置放设备, 位置如图 2.2.2 所示。设备重 8kN , 按永久荷载考虑, 设备平面尺寸为 $0.5\text{m} \times 1.0\text{m}$, 搬运设备时的动力系数为 1.1,

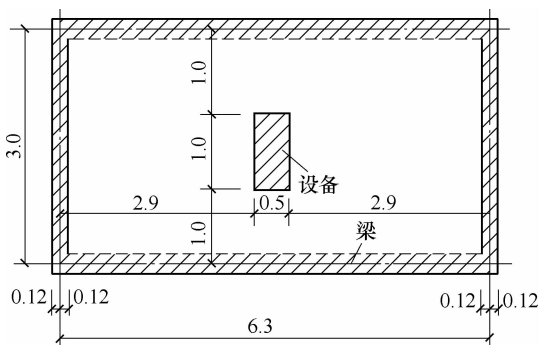


图 2.2.2

设备直接放置在楼板顶面。板总厚度为 15cm，其中结构层厚 10cm，面层厚 5cm，其荷载标准值为 3.5kN/m^2 。无设备区域的活荷载标准值为 2kN/m^2 。

求：此楼板设计时应采用的单位宽度（每米）最大弯矩设计值（ $\text{kN} \cdot \text{m/m}$ ）。

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》附录 C.0.5，设备荷载作用面平行于板跨的计算宽度：

$$b_{\text{cx}} = b_{\text{tx}} + 2s + h = 1 + 2 \times 0.05 + 0.1 = 1.2\text{m}$$

设备荷载作用面垂直于板跨的计算宽度：

$$b_{\text{cy}} = b_{\text{ty}} + 2s + h = 0.5 + 2 \times 0.05 + 0.1 = 0.7\text{m}$$

符合 C.0.5-1, $b_{\text{cx}} \geq b_{\text{cy}}$, $b_{\text{cy}} \leq 0.6l = 0.6 \times 3 = 1.8\text{m}$, $b_{\text{cx}} \leq l$;

$$b = b_{\text{cy}} + 0.7l = 0.7 + 0.7 \times 3 = 2.8\text{m}$$

(2) 计算简图如图 2.2.3 所示。

无设备区的操作荷载： $q_1 = 2 \times 2.8 = 5.6\text{kN/m}$

根据《建筑结构荷载规范》附录 C.0.4-2，设备荷载乘以动力系数并扣除设备在板跨内所占面积上的操作荷载后产生的沿板跨均布线荷载：

$$q_2 = (8 \times 1.1 - 2 \times 0.5 \times 1.0) / 1.2 = 6.5\text{kN/m}$$

板自重（包括面层）： $q_3 = 3.5 \times 2.8 = 9.8\text{kN/m}$

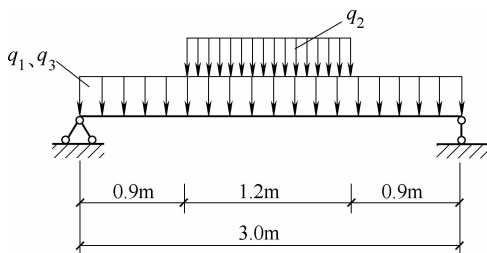


图 2.2.3

(3) 根据《建筑结构荷载规范》3.2.3 条和

3.2.4 条求最大弯矩设计值。

由可变荷载控制的效应设计值：

$$\begin{aligned} M_1 &= \frac{1}{8} \times (1.2 \times q_3 + 1.4 \times 1.0 \times q_1) \times l_0^2 + \frac{1}{8} \times 1.2 \times q_2 \times l_0 \times b_{\text{cx}} \times \left(2 - \frac{b_{\text{cx}}}{l_0}\right) \\ &= \frac{1}{8} \times (1.2 \times 9.8 + 1.4 \times 1.0 \times 5.6) \times 3^2 + \frac{1}{8} \times 1.2 \times 6.5 \times 3 \times 1.2 \times \left(2 - \frac{1.2}{3}\right) \\ &= 27.7\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

由永久荷载控制的效应设计值：

$$\begin{aligned} M_2 &= \frac{1}{8} \times (1.35 \times q_3 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times q_1) \times l_0^2 + \frac{1}{8} \times 1.35 \times q_2 \times l_0 \times b_{\text{cx}} \times \left(2 - \frac{b_{\text{cx}}}{l_0}\right) \\ &= \frac{1}{8} \times (1.35 \times 9.8 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 5.6) \times 3^2 + \frac{1}{8} \times 1.35 \times 6.5 \times 3 \times 1.2 \times \left(2 - \frac{1.2}{3}\right) \\ &= 27.4\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

取每米弯矩： $M = 27.7 / 2.8 = 9.89\text{kN} \cdot \text{m/m}$

【简解】

(1) 根据《荷规》附录 C.0.5

平行于板跨的计算宽度： $b_{\text{cx}} = b_{\text{tx}} + 2s + h = 1 + 2 \times 0.05 + 0.1 = 1.2\text{m}$

垂直于板跨的计算宽度： $b_{\text{cy}} = b_{\text{ty}} + 2s + h = 0.5 + 2 \times 0.05 + 0.1 = 0.7\text{m}$

符合附录 C.0.5-1, $b_{\text{cx}} \geq b_{\text{cy}}$, $b_{\text{cy}} \leq 0.6l = 0.6 \times 3 = 1.8\text{m}$, $b_{\text{cx}} \leq l$; $b = b_{\text{cy}} + 0.7l = 0.7 + 0.7 \times 3 = 2.8\text{m}$

(2) 无设备区的操作荷载： $q_1 = 2 \times 2.8 = 5.6\text{kN/m}$

设备荷载： $q_2 = (8 \times 1.1 - 2 \times 0.5 \times 1.0) / 1.2 = 6.5\text{kN/m}$

自重: $q_3 = 3.5 \times 2.8 = 9.8 \text{ kN/m}$

(3) 根据《荷规》3.2.3 条和 3.2.4 条:

可变荷载控制:

$$\begin{aligned} M_1 &= \frac{1}{8} \times (1.2 \times q_3 + 1.4 \times 1.0 \times q_1) \times l_0^2 + \frac{1}{8} \times 1.2 \times q_2 \times l_0 \times b_{\text{ex}} \times \left(2 - \frac{b_{\text{ex}}}{l_0}\right) \\ &= \frac{1}{8} \times (1.2 \times 9.8 + 1.4 \times 1.0 \times 5.6) \times 3^2 + \frac{1}{8} \times 1.2 \times 6.5 \times 3 \times 1.2 \times \left(2 - \frac{1.2}{3}\right) \\ &= 27.7 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

永久荷载控制:

$$\begin{aligned} M_2 &= \frac{1}{8} \times (1.35 \times q_3 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times q_1) \times l_0^2 + \frac{1}{8} \times 1.35 \times q_2 \times l_0 \times b_{\text{ex}} \times \left(2 - \frac{b_{\text{ex}}}{l_0}\right) \\ &= \frac{1}{8} \times (1.35 \times 9.8 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 5.6) \times 3^2 + \frac{1}{8} \times 1.35 \times 6.5 \times 3 \times 1.2 \times \left(2 - \frac{1.2}{3}\right) \\ &= 27.4 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$M = 27.7/2.8 = 9.89 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

【2.2.3】 等效均布活荷载的计算

条件:今在一展览馆的楼面上,设有一静止的展品及其墩座,其自重标准值共为 20kN,墩座经厚 50mm 的垫层坐落在板跨为 3m (单向板)、板厚为 150mm 的钢筋混凝土楼板上。该展品的四周为无其他展品的展览区,墩座平面尺寸如图 2.2.4 所示。展览馆的楼面均布活荷载为 3.5 kN/m^2 。

l ——板跨;

b_{ex} 、 b_{cy} ——平面、垂直于板跨的荷载作用面的计算宽度;

b ——局部分布荷载的有效宽度。

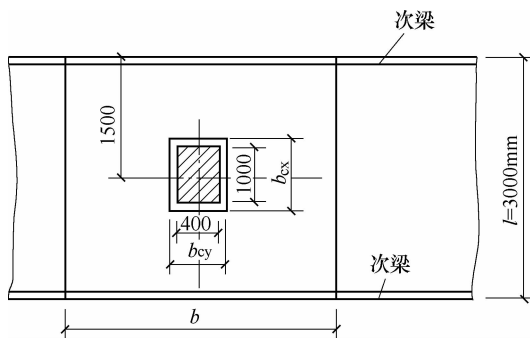


图 2.2.4

要求:确定在展览时该墩座的有效分布楼面面积上的活荷载标准值 $q(\text{kN/m}^2)$ 。

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》附录 C.0.4-2,扣除墩座面积上楼板活荷载后,墩座和展品在板中的最大弯矩:

$$M_{\text{max}} = \frac{1}{4} \times (20 - 0.40 \times 1.00 \times 3.5) \times 3.0 = 13.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

近似将局部分布荷载视为作用于其中心处的集中荷载 20kN。

(2) 根据《建筑结构荷载规范》附录 C.0.5,板厚 0.15m,垫层 0.05m,求有效分布宽度 b :

$$b_{\text{ex}} = 1.00 + 2 \times 0.05 + 0.15 = 1.25 \text{ m}$$

$$b_{cy} = 0.40 + 2 \times 0.05 + 0.15 = 0.65\text{m}$$

墩座长边平行于板跨, 根据《建筑结构荷载规范》C.0.5-1, $b_{cx} \geq b_{cy}$, $b_{cy} < 0.6l = 0.6 \times 3.0 = 1.8\text{m}$, $b_{cx} \leq l$ 时:

$$b = b_{cy} + 0.7l = 0.65 + 0.7 \times 3.0 = 2.75\text{m}$$

$$(3) \text{ 根据《建筑结构荷载规范》附录 C.0.4-1, } q_e = \frac{8M_{\max}}{bl^2} = \frac{8 \times 13.96}{2.75 \times 3.0^2} = 4.51\text{kN/m}^2$$

$$(4) \text{ 活荷载标准值: } q = q_e + 3.5 = 4.51 + 3.5 = 8.01\text{kN/m}^2$$

【简解】

(1) 根据《荷规》附录 C.0.4-2, 最大弯矩

$$M_{\max} = \frac{1}{4} \times (20 - 0.40 \times 1.00 \times 3.5) \times 3.0 = 13.95\text{kN} \cdot \text{m}$$

(2) 根据《荷规》附录 C.0.5:

$$b_{cx} = 1.00 + 2 \times 0.05 + 0.15 = 1.25\text{m}$$

$$b_{cy} = 0.40 + 2 \times 0.05 + 0.15 = 0.65\text{m}$$

根据 C.0.5-1, $b_{cx} \geq b_{cy}$, $b_{cy} < 0.6l = 0.6 \times 3.0 = 1.8\text{m}$, $b_{cx} \leq l$ 时:

$$b = b_{cy} + 0.7l = 0.65 + 0.7 \times 3.0 = 2.75\text{m}$$

$$(3) \text{ 根据《荷规》附录 C.0.4-1, } q_e = \frac{8M_{\max}}{bl^2} = \frac{8 \times 13.96}{2.75 \times 3.0^2} = 4.51\text{kN/m}^2$$

$$(4) q = q_e + 3.5 = 4.51 + 3.5 = 8.01\text{kN/m}^2$$

二、操作荷载、设备荷载和检修材料荷载

《建筑结构荷载规范》规定:

5.2.1 工业建筑楼面在生产使用或安装检修时, 由设备、管道、运输工具及可能拆移的隔墙产生的局部荷载, 均应按实际情况考虑, 可采用等效均布活荷载代替。对设备位置固定的情况, 可直接按固定位置对结构进行计算, 但应考虑因设备安装和维修过程中的位置变化可能出现的最不利效应。工业建筑楼面堆放原料或成品较多、较重的区域, 应按实际情况考虑; 一般的堆放情况可按均布活荷载或等效均布活荷载考虑。

注: 1. 楼面等效均布活荷载, 包括计算次梁、主梁和基础时的楼面活荷载, 可分别按本规范附录 C 的规定确定;

2. 对于一般金工车间、仪器仪表生产车间、半导体器件车间、棉纺织车间、轮胎准备车间和粮食加工车间, 当缺乏资料时, 可按本规范附录 D 采用。

5.2.2 工业建筑楼面 (包括工作平台) 上无设备区域的操作荷载, 包括操作人员、一般工具、零星原料和成品的自重, 可按均布活荷载 2.0kN/m^2 考虑。在设备所占区域内可不考虑操作荷载和堆料荷载。生产车间的楼梯活荷载, 可按实际情况采用, 但不宜小于 3.5kN/m^2 。生产车间的参观走廊活荷载, 可采用 3.5kN/m^2 。

5.2.3 工业建筑楼面活荷载的组合值系数、频遇值系数和准永久值系数除本规范附录 D 中给出的以外, 应按实际情况采用; 但在任何情况下, 组合值和频遇值系数不应小于 0.7, 准永久值系数不应小于 0.6。

《钢结构设计规范》的规定：

3.2.4 计算冶炼车间或其他类似车间的工作平台结构时，由检修材料所产生的荷载，可乘以下列的折减系数：

主梁： 0.85；

柱（包括基础）： 0.75。

【2.2.4】 转炉修砌平台检修荷载的折减

条件：某转炉修砌平台，设计使用年限 50 年，检修炉衬时堆存耐火砖活荷载 20kN/m^2 ，自重 4kN/m^2 。

要求：计算平台柱时，求均布荷载设计值。

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》3.2.4 条，由可变荷载控制时，自重分项系数取 1.2，活载分项系数取 1.3。

(2) 根据《钢结构设计规范》3.2.4 条，计算柱时乘以折减系数 0.75。

$$q = 1.2 \times 4 + 1.3 \times 1.0 \times 0.75 \times 20 = 24.3\text{kN/m}^2$$

【简解】 根据《荷规》3.2.4 条和《钢规》3.2.4 条：

$$q = 1.2 \times 4 + 1.3 \times 1.0 \times 0.75 \times 20 = 24.3\text{kN/m}^2$$

真题

【2.2.5】（2000 年一级考题，因规范改版，原题已作修改。）

条件：某冶炼车间操作平台设计使用年限 50 年，图 2.2.5 为剖面图，平台均布检修活荷载标准值 20kN/m^2 ，平台结构自重标准值 2kN/m^2 ，梁跨度 9m，柱间距 5m，柱顶与横梁铰接，柱底与基础固接，各列柱纵向均设有柱间支撑，平台面为铺钢板梁，横梁跨中设有单轨吊车，其作用荷载标准值 $P = 100\text{kN}$ ，平台柱自重可忽略不计。

要求：AB 柱在恒荷载和活荷载作用下的轴压比设计值。

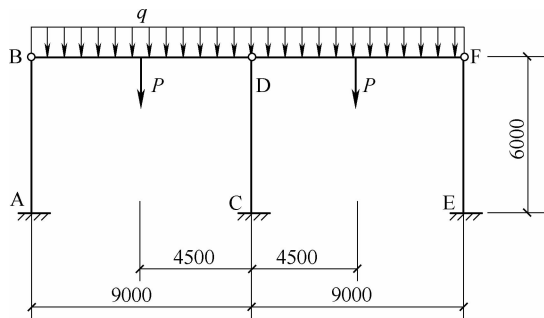


图 2.2.5

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》3.2.4 条，恒荷载分项系数取 1.2，BD 梁端剪力设计值：

$$V = 1.2 \times \frac{1}{2} \times 2 \times 5 \times 9 = 54\text{kN}$$

(2) 活荷载作用下柱 AB 柱的轴压力设计值：

1) 根据《钢结构设计规范》3.2.4 条，由检修材料所产生的荷载，柱乘以折减系数 0.75。

2) 根据《建筑结构荷载规范》3.2.4 条，检修荷载 $20\text{kN/m}^2 > 4\text{kN/m}^2$ ，活荷载分项系数取 1.3。

3) 平台均布检修活荷载产生的柱轴力设计值为

$$1.3 \times 1.0 \times 0.75 \times 20 \times \frac{5 \times 9}{2} = 438.75\text{kN}$$

4) 根据《建筑结构荷载规范》6.3.1条, 柱子不直接承受动力荷载, 不必考虑动力系数, 仅考虑活荷载分项系数1.4, 根据表6.4.1, 吊车荷载的组合系数0.7。

$$1.4 \times 1.0 \times 100 \times \frac{1}{2} = 70 \text{ kN}$$

$$N_q = 438.75 + 0.7 \times 70 = 487.75 \text{ kN}$$

(3) 轴压力设计值: $N = 54 + 487.75 = 541.75 \text{ kN}$

【简解】

(1) 《荷规》3.2.4, 恒荷载下梁端剪力设计值: $V = 1.2 \times \frac{1}{2} \times 2 \times 5 \times 9 = 54 \text{ kN}$

(2) 活荷载下柱 AB 柱的轴力:

1) 《钢规》3.2.4, 柱的折减系数0.75。

2) 《荷规》3.2.4, 分项系数取1.3。

3) 检修活荷载下的柱轴力: $1.3 \times 1.0 \times 0.75 \times 20 \times \frac{5 \times 9}{2} = 438.75 \text{ kN}$

4) 《荷规》6.3.1, 吊车荷载下的柱轴力: $1.4 \times 1.0 \times 100 \times \frac{1}{2} = 70 \text{ kN}$

$$N_q = 438.75 + 0.7 \times 70 = 487.75 \text{ kN}$$

(3) 轴压力设计值: $N = 54 + 487.75 = 541.75 \text{ kN}$

真题

【2.2.6】(2000年一级考题, 因规范改版, 原题已作修改。)

钢结构重型工作平台, 设计使用年限100年, 平台柱网为5m×8m, 即主梁间距5m, 跨度8m, 梁与柱铰接。平台密肋铺板面层和结构自重标准值为5kN/m², 堆放检修材料的荷载标准值为30kN/m²。主梁的跨中弯矩设计值应为下列何项数值?

(A) 810kN·m (B) 1400kN·m (C) 1566kN·m (D) 1920kN·m

【答案】(C)

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》3.2.4条, 活载分项系数取1.3。

(2) 根据《建筑结构荷载规范》表3.2.5注2及条文说明, 荷载标准值可控的活荷载指那些不会随时间明显变化的荷载, 如楼面均布活荷载中的书库、储藏室、机房、停车库, 以及工业楼面均布活荷载等, 因此设计使用年限的调整系数 γ_L 取1.0。

(3) 根据《钢结构设计规范》3.2.4条, 由检修材料所产生的荷载, 主梁乘以折减系数0.85。

(4) 根据《建筑结构荷载规范》3.2.3条, 由可变荷载控制的效应设计值:

$$q = (1.2 \times 5 + 1.3 \times 1.0 \times 30 \times 0.85) \times 5 = 195.75 \text{ kN/m}$$

由永久荷载控制的效应设计值:

$$q = (1.35 \times 5 + 1.3 \times 1.0 \times 0.7 \times 30 \times 0.85) \times 5 = 149.78 \text{ kN/m}$$

取195.75kN/m。

(5) 主梁的跨中弯矩设计值: $M = \frac{1}{8} q l^2 = \frac{1}{8} \times 195.75 \times 8^2 = 1566 \text{ kN} \cdot \text{m}$, (C) 正确。

【简解】

(1) 根据《荷规》3.2.4条, $\gamma_Q = 1.3$ 。

(2) 根据《荷规》表3.2.5注2及条文说明, γ_L 取1.0。

(3) 根据《钢规》3.2.4条, 主梁折减系数0.85。

(4) 根据《荷规》3.2.3条:

可变荷载控制: $q = (1.2 \times 5 + 1.3 \times 1.0 \times 30 \times 0.85) \times 5 = 195.75 \text{ kN/m}$

永久荷载控制: $q = (1.35 \times 5 + 1.3 \times 1.0 \times 0.7 \times 30 \times 0.85) \times 5 = 149.78 \text{ kN/m}$

取 195.75 kN/m 。

(5) $M = \frac{1}{8}ql^2 = \frac{1}{8} \times 195.75 \times 8^2 = 1566 \text{ kN} \cdot \text{m}$, (C) 正确。

【真题】

【2.2.7】(2000年二级考题, 因规范改版, 原题已作修改。)

条件: 某冶炼车间工作钢结构平台的主梁如图2.2.6所示, 设计使用年限50年, 平台堆放检修材料的均布活荷载标准值为 20 kN/m^2 , 分项系数取1.4, 平台结构自重标准值 2 kN/m^2 , 梁端与钢柱简支, 梁跨度9m, 间距5m, 上铺密肋钢铺板, 能保证主梁上翼缘平面外的稳定。梁跨中设有电动葫芦, 荷载标准值 100 kN 。

要求: 强度计算时, 求梁的弯矩设计值

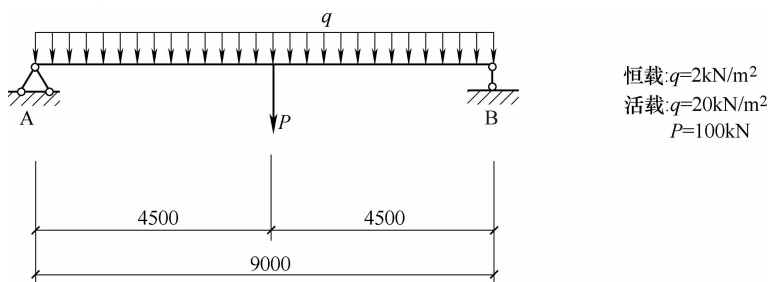


图 2.2.6

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》3.2.4条, 均布活荷载分项系数取1.3; 根据3.2.5条荷载调整系数取1.0。

(2) 根据《钢结构设计规范》3.2.4条, 主梁的荷载折减系数取0.85, 则均布线荷载标准值为: $0.85 \times 20 \times 5 = 85 \text{ kN/m}$ 。

(3) 均布活荷载标准值作用下梁的跨中弯矩:

$$S_{Q1k} = \frac{1}{8}ql^2 = \frac{1}{8} \times 85 \times 9^2 = 860.625 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(4) 根据《建筑结构荷载规范》6.3.1条和《钢结构设计规范》3.1.6条, 计算梁弯矩时需考虑电动葫芦的动力系数1.05, 根据表6.4.1, 吊车荷载组合值系数0.7, 集中荷载标准值作用下梁的跨中弯矩为:

$$S_{Q2k} = \frac{1}{4}Pl = \frac{1}{4} \times 1.05 \times 100 \times 9 = 236.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(5) 恒荷载标准值作用下梁的跨中弯矩:

$$S_{G1k} = \frac{1}{8}gl^2 = \frac{1}{8} \times 2 \times 5 \times 9^2 = 101.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(6) 由可变荷载控制的效应设计值:

$$\begin{aligned} S_d &= 1.2 \times S_{G1k} + 1.3 \times 1.0 \times S_{Q1k} + 1.4 \times 0.7 \times S_{Q2k} \\ &= 1.2 \times 101.25 + 1.3 \times 1.0 \times 860.625 + 1.4 \times 0.7 \times 236.25 \\ &= 1471.84 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

由永久荷载控制的效应设计值:

$$\begin{aligned} S_d &= 1.35 \times S_{G1k} + 1.3 \times 1.0 \times 0.7 \times S_{Q1k} + 1.4 \times 0.7 \times S_{Q2k} \\ &= 1.35 \times 101.25 + 1.3 \times 1.0 \times 0.7 \times 860.625 + 1.4 \times 0.7 \times 236.25 \\ &= 1151.38 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

取梁的弯矩设计值为 $1471.84 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

【简解】

(1) 根据《荷规》3.2.4条, $\gamma_Q = 1.3$; 3.2.5, $\gamma_L = 1.0$ 。

(2) 根据《钢规》3.2.4条, 主梁折减系数 0.85, $0.85 \times 20 \times 5 = 85 \text{ kN/m}$ 。

$$(3) S_{Q1k} = \frac{1}{8}ql^2 = \frac{1}{8} \times 85 \times 9^2 = 860.625 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(4) 根据《荷规》6.3.1条和《钢规》3.1.6条, 电动葫芦的动力系数 1.05。

$$S_{Q2k} = \frac{1}{4}Pl = \frac{1}{4} \times 1.05 \times 100 \times 9 = 236.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$(5) S_{G1k} = \frac{1}{8}gl^2 = \frac{1}{8} \times 2 \times 5 \times 9^2 = 101.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(6) 可变荷载控制:

$$\begin{aligned} S_d &= 1.2 \times S_{G1k} + 1.3 \times 1.0 \times S_{Q1k} + 1.4 \times 0.7 \times S_{Q2k} \\ &= 1.2 \times 101.25 + 1.3 \times 1.0 \times 860.625 + 1.4 \times 0.7 \times 236.25 \\ &= 1471.84 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

永久荷载控制:

$$\begin{aligned} S_d &= 1.35 \times S_{G1k} + 1.3 \times 1.0 \times 0.7 \times S_{Q1k} + 1.4 \times 0.7 \times S_{Q2k} \\ &= 1.35 \times 101.25 + 1.3 \times 1.0 \times 0.7 \times 860.625 + 1.4 \times 0.7 \times 236.25 \\ &= 1151.38 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

取梁的弯矩设计值为 $1471.84 \text{ kN} \cdot \text{m}$

第三节 屋面活荷载

房屋建筑的屋面可分为上人屋面和不上人屋面, 当屋面为平屋面, 并有楼梯直达屋面时, 有可能出现人群的聚集, 按上人屋面考虑屋面均布活荷载; 当屋面为斜屋面或设有上人孔的平屋面时, 仅考虑施工或维修荷载, 按不上人屋面考虑屋面均布活荷载。屋面由于环境的需要有时还设有屋顶花园, 屋顶花园除承重构件、防水构造等材料外, 尚应考虑花池砌筑、卵石滤水层、花圃土壤等重量。

5.3.1 房屋建筑的屋面，其水平投影面上的屋面均布活荷载的标准值及其组合值系数、频遇值系数和准永久值系数的取值，不应小于表 5.3.1 的规定。

表 5.3.1 屋面均布活荷载标准值及其组合值系数、频遇值系数和准永久值系数

项 次	类 别	标准值 (kN/m ²)	组合值系数 ψ_c	频遇值系数 ψ_f	准永久值系数 ψ_q
1	不上人的屋面	0.5	0.7	0.5	0.0
2	上人的屋面	2.0	0.7	0.5	0.4
3	屋顶花园	3.0	0.7	0.6	0.5
4	屋顶运动场地	3.0	0.7	0.6	0.4

注：1. 不上人的屋面，当施工或维修荷载较大时，应按实际情况采用；对不同结构类型应按有关设计规范的规定采用，但不得低于 0.3kN/m²。

2. 当上人的屋面兼作其他用途时，应按相应楼面活荷载采用。

3. 对于因屋面排水不畅、堵塞等引起的积水荷载，应采取构造措施加以防止；必要时，应按积水的可能深度确定屋面活荷载。

4. 屋顶花园活荷载不应包括花园土石等材料自重。

5.3.3 不上人的屋面均布活荷载，可不与雪荷载和风荷载同时组合。

《钢结构设计规范》3.2.1 条注的规定：

注：对支承轻屋面的构件或结构（檩条、屋架、框架等），当仅有一个可变荷载且受荷水平投影面积超过 60m² 时，屋面均布活荷载标准值应取为 0.3kN/m²。

【2.3.1】 上人屋面活荷载计算

条件：某展览馆的屋面于晚上作放映电影和露天舞场用，设计使用年限 50 年。

要求：确定设计屋面板时应考虑的屋面活荷载设计值。

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》表 5.3.1 第 2 项，上人的屋面取 2kN/m²。

(2) 根据《建筑结构荷载规范》表 5.3.1 注 2，当上人屋面兼作其他用途时，应按相应楼面荷载采用。

(3) 根据《建筑结构荷载规范》表 5.1.1 第 4 项 (2)，无固定座位的看台取 3.5kN/m²。

根据《建筑结构荷载规范》表 5.1.1 第 5 项 (2)，舞厅取 4kN/m²。

(4) 取最大值 4kN/m²。

(5) 根据《建筑结构荷载规范》3.2.4 条，分项系数取 1.4。

(6) 根据《建筑结构荷载规范》3.2.5 条，调整系数取 1.0。

(7) 屋面活荷载设计值 $q = 1.4 \times 1.0 \times 4 = 5.6\text{kN/m}^2$ 。

【简解】

(1) 根据《荷规》表 5.3.1，上人的屋面 2kN/m²。

(2) 根据《荷规》表 5.3.1 注 2，屋面按相应楼面荷载采用。

(3) 根据《荷规》表 5.1.1 第 4 项 (2)，取 3.5kN/m²。

根据《荷规》表 5.1.1 第 5 项 (2)，取 4kN/m²。

- (4) 根据《荷规》取 4kN/m^2 。
- (5) 根据《荷规》3.2.4 条, $\gamma_Q = 1.4$ 。
- (6) 根据《荷规》3.2.5 条, $\gamma_L = 1.0$ 。
- (7) $q = 1.4 \times 1.0 \times 4 = 5.6\text{kN/m}^2$ 。

【例 2.3.2】 计算住宅底层砖墙采用的竖向活荷载

条件: 有一位于非地震区域的 6 层、高 18m 砌体结构住宅, 设计使用年限 50 年。横墙承重, 横墙承受两侧跨度均为 4m 的预制简支板传来的活荷载。

要求: 计算底层砖墙时, 由各层楼面 (包括上人屋面) 传来的竖向活荷载设计值。

【详解】

- (1) 根据《建筑结构荷载规范》表 5.1.1, 住宅楼的楼面活荷载标准值为 2.0kN/m^2 。
- (2) 根据《建筑结构荷载规范》表 5.3.1, 上人屋面活荷载标准值为 2.0kN/m^2 , 组合值系数 0.7, 不与雪荷载同时组合。
- (3) 根据《建筑结构荷载规范》表 5.1.2 规定, 对有 5 层楼面活荷载的折减系数取 0.7。
- (4) 砖墙的竖向活荷载设计值应为:

$$1.4 \times [1.0 \times (2.0 \times 5) \times 0.7 + 0.7 \times 2.0] \times 4 = 47.04\text{kN/m}$$

【简解】

- (1) 查《荷规》表 5.1.1, 楼面活荷载取 2.0kN/m^2 。
- (2) 查《荷规》表 5.3.1, 上人屋面活荷载取 2.0kN/m^2 。
- (3) 查《荷规》表 5.1.2, 楼面活荷载的折减系数取 0.7。
- (4) 活荷载设计值: $1.4 \times [1.0 \times (2.0 \times 5) \times 0.7 + 0.7 \times 2.0] \times 4 = 47.04\text{kN/m}$

【例 2.3.3】 确定不上人屋面活荷载标准值

条件: 有一门式钢结构刚架受荷水平投影面积 $6\text{m} \times 18\text{m}$, 承受永久荷载标准值 0.6kN/m^2 , 屋面积灰荷载标准值 0.25kN/m^2 , 风荷载标准值 0.5kN/m^2 。

要求: 确定其不上人屋面活荷载标准值。

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》表 5.3.1, 不上人屋面活荷载标准值取 0.5kN/m^2 。注 1, 对于不同类型的结构应按有关设计规范的规定采用, 但不得低于 0.3kN/m^2 。

(2) 根据《钢结构设计规范》3.2.1 条注: 对支承轻屋面的构件或结构 (檩条、屋架、框架等), 当仅有一个可变荷载且受荷水平投影面积超过 60m^2 时, 屋面均布活荷载标准值应取为 0.3kN/m^2 。

本题刚架受荷面积为 $6 \times 18 = 108\text{m}^2 > 60\text{m}^2$, 但不仅有一个可变荷载, 不符合《钢结构设计规范》3.2.1 条小注规定, 应按《建筑结构荷载规范》取 0.5kN/m^2 。

【简解】

- (1) 根据《荷规》表 5.3.1, 取 0.5kN/m^2 。
- (2) 根据《钢规》3.2.1 条, 受荷面积 $6 \times 18 = 108\text{m}^2 > 60\text{m}^2$, 可变荷载多于一个, 取 0.5kN/m^2 。

【例 2.3.4】 钢屋架的屋面活荷载计算

条件: 图 2.3.1 为一钢结构铰接屋架, 设计使用年限 50 年, 采用轻屋面, 钢材采用 Q235 钢, 焊条采用 E43 型。屋架间距为 6m, 屋面上的均布静荷载标准值为 3.0kN/m^2 , 荷载分项系数取 $\gamma_G = 1.2$; $\gamma_Q = 1.4$ 。

要求：求在屋面满布活荷载时，上弦杆 S_1 由活荷载产生的内力设计值 (kN)。

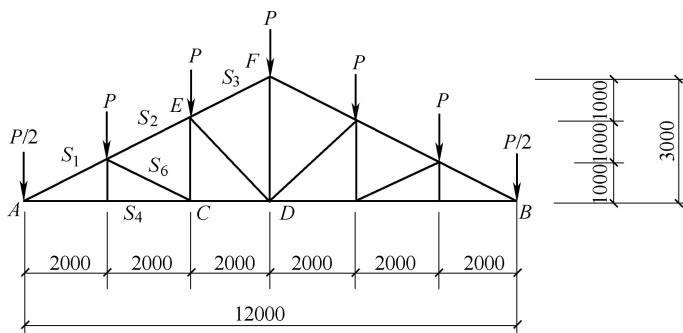


图 2.3.1

【详解】

(1) 根据《钢结构设计规范》3.2.1 条注：屋架受荷面积为 $72\text{m}^2 > 60\text{m}^2$ ，仅有一个可变荷载，因此屋面均布活荷载标准值取 0.3kN/m^2 。

(2) 屋架集中力： $P = 1.4 \times 1.0 \times 2 \times 6 \times 0.3 = 5.04\text{kN}$

取 A 点为隔离体，根据节点平衡得： $S_1 = 2.5P \times \sqrt{5} = 28.2\text{kN}$

【简解】

(1) 根据《钢规》3.2.1 条注： $72\text{m}^2 > 60\text{m}^2$ ，一个可变荷载，取 0.3kN/m^2 。

(2) 屋架集中力： $P = 1.4 \times 1.0 \times 2 \times 6 \times 0.3 = 5.04\text{kN}$

$$S_1 = 2.5P \times \sqrt{5} = 28.2\text{kN}$$

真题

【2.3.5】~【2.3.6】（2004 年二级考题，因规范改版，原题已作修改。）

设在某一建筑的裙房中，需将一长 36m 的多功能厅的屋盖设计成钢结构，设计使用年限 50 年，屋架跨度 18m，现浇钢筋混凝土板，是保温、上人平屋面。其结构平面布置如图 2.3.2 所示。作用在屋面上的均布恒载标准值（包括檩条自重在内）为 6.5kN/m^2 ；活荷载标准值为 2.0kN/m^2 。结构钢材全部采用 Q345 (B)；焊条为 E50 型。

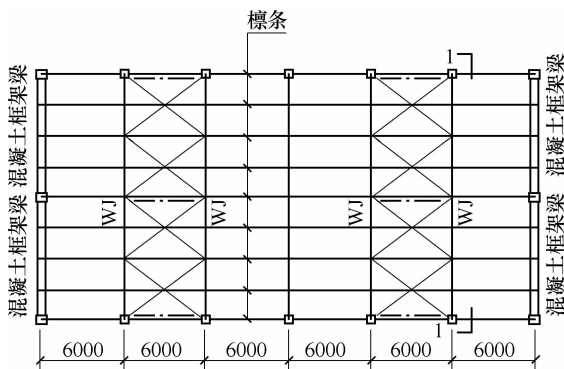


图 2.3.2 屋架 WJ 檩条及屋架上弦安装支撑布置图

真题

【2.3.5】（2004 年二级考题，因规范改版，原题已作修改。）

当计算简支檩条挠度时，试问，作用在檩条上的线荷载标准值 q_k (kN/m)，与下列何项数

值相近?

- (A) 14.6 (B) 15.8 (C) 19.1 (D) 20.3

【答案】 (C)

【详解】 上人屋面活荷载不与雪荷载同时组合: $q_k = (6.5 + 2) \times (18/8) = 19.125 \text{ kN/m}$, (C) 正确。

【简解】 $q_k = (6.5 + 2) \times (18/8) = 19.125 \text{ kN/m}$, (C) 正确。

真题

【例 2.3.6】 (2004 年二级考题, 因规范改版, 原题已作修改。)

当计算简支檩条的抗弯强度时, 试问, 作用在檩条上的线荷载设计值 $q(\text{kN/m})$, 与下列何项数值相近?

- (A) 23.9 (B) 24.2 (C) 25.1 (D) 25.4

【答案】 (B)

【详解】

根据《建筑结构荷载规范》3.2.3 条、3.2.4 条和 5.3.1 条的规定:

由可变荷载控制的效应设计值: $q_1 = (1.2 \times 6.5 + 1.4 \times 1.0 \times 2) \times 2.25 = 23.9 \text{ kN/m}$

由永久荷载控制的效应设计值:

$$q_2 = (1.35 \times 6.5 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 2) \times 2.25 = 24.15 \text{ kN/m}$$

取 $q = 24.15 \text{ kN/m}$

(B) 正确。

【简解】 根据《荷规》3.2.3 条、3.2.4 条、5.3.1 条:

可变荷载控制: $q_1 = (1.2 \times 6.5 + 1.4 \times 1.0 \times 2) \times 2.25 = 23.9 \text{ kN/m}$

永久荷载控制: $q_2 = (1.35 \times 6.5 + 1.4 \times 1.0 \times 0.7 \times 2) \times 2.25 = 24.15 \text{ kN/m}$

取 $q = 24.15 \text{ kN/m}$

(B) 正确。

真题

【2.3.7】 (2005 年一级考题, 因规范改版, 原题已作修改。)

某单层双跨等高钢筋混凝土柱厂房, 设计使用年限 100 年, 其平面布置图、排架简图及边柱尺寸如图 2.3.3 所示。该厂房每跨各设有 20/5t 桥式软钩吊车两台, 起重机工作级别为 A6 级, 吊车参数参见表 2.3.1。

提示: $1\text{t} \approx 10\text{kN}$ 。

已知某上柱柱底截面在各荷载作用下的弯矩标准值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$) 见表 2.3.1。试问, 该上柱柱底截面荷载效应组合的最大弯矩设计值 $M(\text{kN} \cdot \text{m})$, 应与下列何项数值最为接近?

提示: ①表中弯矩均为同一方向。

②表中给出的吊车荷载产生的弯矩标准值已考虑了多台吊车的荷载折减系数。

③上人屋面。

- (A) 122.5 (B) 138.2 (C) 144.3 (D) 147.1

【答案】 (B)

【详解】

(1) 上人屋面不与雪荷载同时组合。

(2) 根据《建筑结构荷载规范》3.2.5 条及条文说明, 屋面活荷载考虑设计使用年限的调整系数 γ_L 取 1.1, 风荷载和吊车荷载不考虑调整系数。

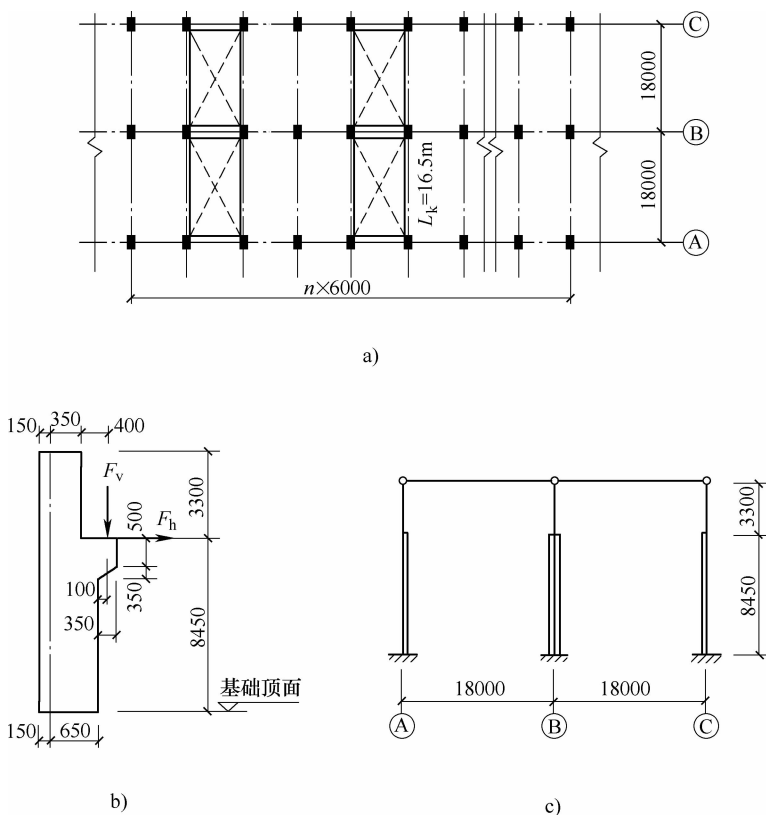


图 2.3.3

a) 平面布置图 b) 边柱尺寸图 c) 排架简图

表 2.3.1

荷载类型	弯矩标准值/(kN·m)	荷载类型	弯矩标准值/(kN·m)
屋面恒荷载	18.6	吊车竖向荷载	56.6
屋面活荷载	3.6	吊车水平荷载	16.6
屋面雪荷载	2.6	风荷载	19.6

(3) 根据《建筑结构荷载规范》6.3.1条, 吊车竖向荷载不乘动力系数。

(4) 根据《建筑结构荷载规范》3.2.3条和3.2.4条, 由可变荷载控制的效应设计值:

$$M = 1.2 \times 18.6 + 1.4 \times 56.6 + 1.4 \times 0.7 \times (1.1 \times 3.6 + 16.6) + 1.4 \times 0.6 \times 19.6 \\ = 138.17 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(B) 正确。

【简解】

(1) 上人屋面不与雪荷载同时组合。

(2) 根据《荷规》3.2.5条及条文说明, 屋面活荷载 $\gamma_L = 1.1$ 。

(3) 根据《荷规》6.3.1条, 吊车竖向荷载不乘动力系数。

(4) 根据《荷规》3.2.3条、3.2.4条, 可变荷载控制:

$$M = 1.2 \times 18.6 + 1.4 \times 56.6 + 1.4 \times 0.7 \times (1.1 \times 3.6 + 16.6) + 1.4 \times 0.6 \times 19.6 \\ = 138.17 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(B) 正确。

真题**【2.3.8】** (2013 年一级)

某轻屋盖钢结构厂房, 屋面不上人, 屋面坡度为 1/10。采用热轧 H 型钢屋面檩条, 其水平间距为 3m, 钢材采用 Q235 钢。屋面檩条按简支梁设计, 计算跨度 $l=12\text{m}$ 。假定, 屋面水平投影面上的荷载标准值: 屋面自重为 0.18kN/m^2 , 均布活荷载为 0.5kN/m^2 , 积灰荷载为 1.00kN/m^2 , 雪荷载为 0.65kN/m^2 。热轧 H 型钢檩条型号为 $\text{H}400 \times 150 \times 8 \times 13$, 自重为 0.56kN/m , 其截面特性: $A=70.37 \times 10^2\text{mm}^2$, $I_x=18600 \times 10^4\text{mm}^4$, $W_x=929 \times 10^3\text{mm}^3$, $W_y=97.8 \times 10^3\text{mm}^3$, $i_y=32.2\text{mm}$ 。屋面檩条的截面形式如图 2.3.4 所示。

试问, 屋面檩条垂直于屋面方向的最大挠度 (mm) 应与下列何项数值最为接近?

- (A) 40 (B) 50
(C) 60 (D) 80

【答案】 (A)

【解答】 根据《钢规》第 3.1.4 条: 按正常使用极限状态设计钢结构时, 应考虑荷载效应的标准组合。

根据《荷规》第 5.4.3 条: 积灰荷载应与雪荷载或不上人的屋面均布活荷载两者中的较大值同时考虑;

根据《荷规》第 7.1.5 条: 雪荷载的组合值系数可取 0.7。

根据《荷规》第 3.2.8 条: 作用在屋面檩条上的线荷载标准值为

$$q_k = (0.18 \times 3 + 0.56) + (1.00 + 0.7 \times 0.65) \times 3 = 5.465\text{kN/m}$$

垂直于屋面方向的荷载标准值为

$$q_{ky} = 5.465 \times \frac{10}{\sqrt{10^2 + 1^2}} = 5.44\text{kN/m}$$

$$v = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{ky} l^4}{EI_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{5.44 \times 12000^4}{206 \times 10^3 \times 18600 \times 10^4} = 38.3\text{mm}$$

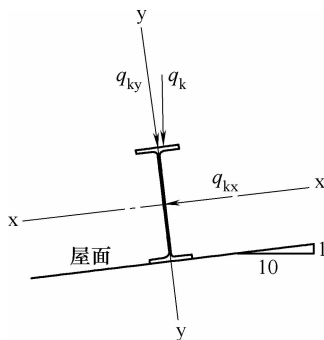


图 2.3.4

第四节 施工和检修荷载及栏杆水平荷载

一、施工和检修荷载

《建筑结构荷载规范》规定:

5.5.1 施工和检修荷载应按下列规定采用:

- 1 设计屋面板、檩条、钢筋混凝土挑檐、悬挑雨篷和预制小梁时, 施工或检修集中荷载标准值不应小于 1.0kN , 并应在最不利位置处进行验算;
- 2 对于轻型构件或较宽的构件, 应按实际情况验算, 或应加垫板、支撑等临时设施;
- 3 计算挑檐、悬挑雨篷的承载力时, 应沿板宽每隔 1.0m 取一个集中荷载; 在验算挑檐、悬挑雨篷的倾覆时, 应沿板宽每隔 $2.5 \sim 3.0\text{m}$ 取一个集中荷载。

5.5.3 施工荷载、检修荷载及栏杆荷载的组合值系数应取 0.7, 频遇值系数应取 0.5, 准永久值系数应取 0。

【2.4.1】 现浇挑檐板承担的施工和检修荷载计算

条件:某建筑的屋面为带挑檐的现浇钢筋混凝土板如图 2.4.1 所示。

要求:确定计算挑檐承载力时,由施工或检修集中荷载产生的弯矩标准值。

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》5.5.1 条第 3 款,应沿板宽每隔 1.0m 取一个集中荷载 1.0kN 作用于挑檐端头。

(2) 取单位板宽 (1m) 为计算对象,设计控制截面为 A—A,弯矩标准值:

$$M = 0.4 \times 1.0 = 0.4 \text{ kN} \cdot \text{m}。$$

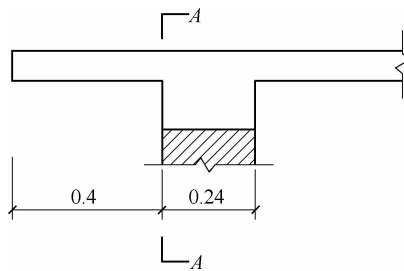


图 2.4.1

【简解】

(1) 根据《荷规》5.5.1-3,每隔 1.0m 取 1.0kN。

(2) 单位板宽 (1m) 的弯矩标准值: $M = 0.4 \times 1.0 = 0.4 \text{ kN} \cdot \text{m}。$

【2.4.2】 预制挑檐板施工期间的倾覆稳定验算

条件:预制钢筋混凝土挑檐板,其平面尺寸为 1m × 1.2m (宽 × 长)/块,厚 0.07m,安装在屋面上的位置如图 2.4.2 所示。

要求:验算施工期间 (屋面保温及防水层尚未施工) 挑檐板的倾覆稳定。

【详解】

(1) 挑檐板作为一个刚体绕外墙外缘处的 A 点转动。每块挑檐板只考虑一个施工集中荷载 1.0kN,其作用位置在挑檐板的最外端 (最不利位置)。验算倾覆时挑檐板的转动点位于外墙外缘处的 A 点。

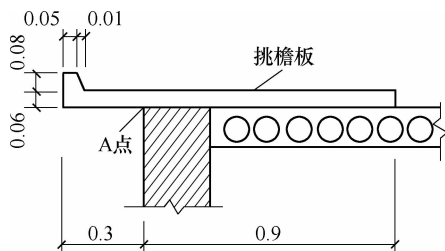


图 2.4.2 预制挑檐板安装位置

(2) 施工中活荷载作用于挑檐板边缘处,分项系数 1.4,对 A 点的倾覆弯矩:

$$M_{ov} = 1.4 \times 1.0 \times 0.3 = 0.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3) 忽略板端凸起部分,根据《砌体结构设计规范》4.1.6 条,永久荷载分项系数取 0.8,挑檐板自重对 A 的抗倾覆弯矩:

$$M_r = 0.8 \times 0.07 \times 1.2 \times 25 \times (0.6 - 0.3) = 0.50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_r > M_{ov}$, 施工期间不会发生倾覆。

【简解】

(1) 对 A 点的倾覆弯矩:

$$M_{ov} = 1.4 \times 1.0 \times 0.3 = 0.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 根据《砌规》4.1.6,对 A 的抗倾覆弯矩:

$$M_r = 0.8 \times 0.07 \times 1.2 \times 25 \times (0.6 - 0.3) = 0.50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_r > M_{ov}$$

注:本题引自《建筑结构荷载设计手册》。

【2.4.3】 雨篷在施工和检修期间的承载力和倾覆稳定验算

条件:某建筑物外面的现浇钢筋混凝土雨篷如图 2.4.3 所示。

要求:确定计算雨篷板的承载力和验算雨篷倾覆时由施工及检修集中荷载产生的弯矩标准值。

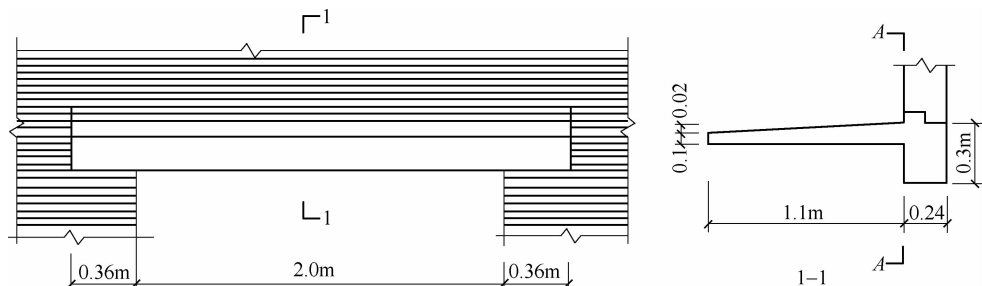


图 2.4.3 雨篷

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》5.5.1 条,雨篷板的承载力计算时,应沿板宽每隔 1m 取一个集中力 1kN, A—A 为控制截面,弯矩标准值为: $M = 1.0 \times 1.1 = 1.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

(2) 雨篷板的倾覆计算时,应沿板宽每隔 2.5 ~ 3m 取一个集中力 1kN,本题板宽 2.0m,仅需考虑一个集中力。

(3) 根据《砌体结构设计规范》7.4.2 条:

$$l_1 = 0.24 \text{ m} < 2.2h_b = 2.2 \times 0.3 = 0.66 \text{ m}, x = 0.13l_1 = 0.13 \times 0.24 = 0.0312 \text{ m}$$

倾覆弯矩标准值: $M = 1.0 \times (1.1 + 0.0312) = 1.1312 \text{ kN} \cdot \text{m}$

【简解】

(1) 根据《荷规》5.5.1,承载力计算弯矩标准值: $M = 1.0 \times 1.1 = 1.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

(2) 根据《砌规》7.4.2 条:

$$l_1 = 0.24 \text{ m} < 2.2h_b = 2.2 \times 0.3 = 0.66 \text{ m}, x = 0.13l_1 = 0.13 \times 0.24 = 0.0312 \text{ m}$$

$$M = 1.0 \times (1.1 + 0.0312) = 1.1312 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

二、栏杆活荷载

《建筑结构荷载规范》规定:

5.5.2 楼梯、看台、阳台和上人屋面等的栏杆活荷载标准值,不应小于下列规定:

1 住宅、宿舍、办公楼、旅馆、医院、托儿所、幼儿园,栏杆顶部的水平荷载应取 1.0 kN/m ;

2 学校、食堂、剧场、电影院、车站、礼堂、展览馆或体育场,栏杆顶部的水平荷载应取 1.0 kN/m ,竖向荷载应取 1.2 kN/m ,水平荷载与竖向荷载应分别考虑。

5.5.3 施工荷载、检修荷载及栏杆荷载的组合值系数应取 0.7,频遇值系数应取 0.5,准永久值系数应取 0。

【2.4.4】 栏杆水平荷载计算

条件:某体育场看台边缘的栏杆柱(钢管),高 1.2m,间距 1m,埋入看台的钢筋混凝土板内,如图 2.4.4 所示。

要求:设计栏杆柱的截面尺寸时,由栏杆水平荷载产生的弯矩标准值。

【详解】 根据《建筑结构荷载规范》5.5.2-2 条,体育场栏杆顶部的水平荷载应取 1.0 kN/m ,本题栏杆间距 1m,因此栏杆顶部荷载标准值取 1.0 kN ,栏杆底部的弯矩标准值: $M = 1.0 \times 1.2 = 1.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

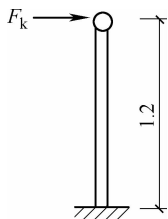


图 2.4.4 栏杆柱

【简解】 根据《荷规》5.5.2-2条,弯矩标准值: $M = 1.0 \times 1.2 = 1.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

真题 【2.4.5】 (2010年二级考题,因规范改版,原题已作修改。)

某滨海风景区体育建筑中的钢筋混凝土悬挑板疏散外廊如图2.4.5所示,设计使用年限50年。挑板及栏板建筑面层做法为双面抹灰各20mm。混凝土重度 25 kN/m^3 ,抹灰重度 20 kN/m^3 。混凝土强度等级为C30,受力钢筋用HRB335,分布钢筋采用HPB300。

当按可变荷载控制的效应组合设计时,试问,悬挑板按每延长米宽计算的支座负弯矩设计值 $M (\text{kN} \cdot \text{m})$,与下列何项数值最为接近?

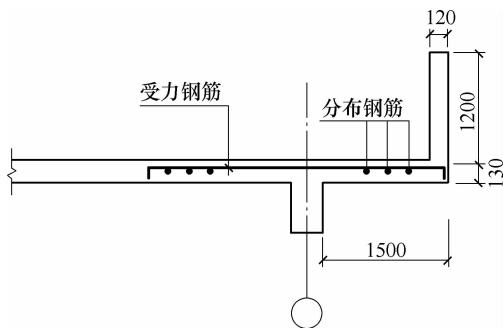
提示:①应考虑栏杆活荷载参与组合。

②挑梁板计算长度 $l = 1.5 \text{ m}$,栏板计算高度 $h = 1.2 \text{ m}$ 。

- (A) 18 (B) 19
(C) 20 (D) 21

【答案】 (D)

图 2.4.5



【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》表5.1.1第11项(3)教学楼及其他可能出现人员密集的情况取 3.5 kN/m^2 。

(2) 根据《建筑结构荷载规范》5.5.2条,栏杆顶部的水平荷载应取 1.0 kN/m ,竖向荷载应取 1.2 kN/m ,水平荷载与竖向荷载应分别考虑。

(3) 挑板均布恒载标准值: $q_k = 0.13 \times 25 + 0.02 \times 2 \times 20 = 4.05 \text{ kN/m}^2$

栏板竖向恒载标准值: $p_{vk} = (0.12 \times 25 + 0.02 \times 2 \times 20) \times 1.2 = 4.56 \text{ kN/m}$

(4) 根据《建筑结构荷载规范》3.2.3条、3.2.4条,考虑栏杆顶部水平荷载参与的组合:

$$\begin{aligned} M_1 &= \frac{1}{2} q l^2 + p_{vg} l + p_{Hq} h \\ &= \frac{1}{2} \times (1.2 \times 4.05 + 1.4 \times 1.0 \times 3.5) \times 1.5^2 + 1.2 \times 4.56 \times 1.5 + 1.4 \times 0.7 \times 1.0 \times 1.2 \\ &= 20.36 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

考虑栏杆顶部竖向荷载参与的组合:

$$\begin{aligned} M_1 &= \frac{1}{2} q l^2 + p_{vg} l + p_{vq} l \\ &= \frac{1}{2} \times (1.2 \times 4.05 + 1.4 \times 1.0 \times 3.5) \times 1.5^2 + 1.2 \times 4.56 \times 1.5 + 1.4 \times 0.7 \times 1.2 \times 1.5 \\ &= 20.95 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

取 $20.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$, (D) 正确。

【简解】

(1) 根据《荷规》表5.1.1第11项(3), 3.5 kN/m^2 。

(2) 根据《荷规》5.5.2条,栏杆顶部水平 1.0 kN/m ,竖向 1.2 kN/m 。

(3) 挑板均布恒载标准值: $q_k = 0.13 \times 25 + 0.02 \times 2 \times 20 = 4.05 \text{ kN/m}^2$

栏板竖向恒载标准值: $p_{vk} = (0.12 \times 25 + 0.02 \times 2 \times 20) \times 1.2 = 4.56 \text{ kN/m}$

(4) 根据《荷规》3.2.3条、3.2.4条,栏杆顶部水平荷载参与的组合:

$$\begin{aligned} M_1 &= \frac{1}{2}ql^2 + p_{vg}l + p_{Hq}h \\ &= \frac{1}{2} \times (1.2 \times 4.05 + 1.4 \times 1.0 \times 3.5) \times 1.5^2 + 1.2 \times 4.56 \times 1.5 + 1.4 \times 0.7 \times 1.0 \times 1.2 \\ &= 20.36 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

栏杆顶部竖向荷载参与的组合:

$$\begin{aligned} M_1 &= \frac{1}{2}ql^2 + p_{vg}l + p_{vq}l \\ &= \frac{1}{2} \times (1.2 \times 4.05 + 1.4 \times 1.0 \times 3.5) \times 1.5^2 + 1.2 \times 4.56 \times 1.5 + 1.4 \times 0.7 \times 1.2 \times 1.5 \\ &= 20.95 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

取 $20.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$, (D) 正确。

第三章 吊 车 荷 载

第一节 吊车的工作制等级和工作级别

桥式吊车在考虑其工作繁重程度时，区分了吊车的利用次数和荷载大小两种因素。按吊车在使用期内要求的总工作循环次数分成 10 个利用等级，又按吊车荷载达到其额定值的频繁程度分成 4 个荷载状态（轻、中、重、超重）。根据要求的利用等级和荷载状态，确定吊车的工作级别，共分 8 个级别作为吊车设计依据。过去仅参照吊车的载荷状态将其划分为轻、中、重、超重 4 级工作制，未考虑吊车的利用因素。《建筑结构荷载规范》6.1.1 条“条文说明”的表 5 表示出了过去吊车的工作制等级与现行规范吊车工作级别的对应关系。

表 5 吊车的工作制等级与工作级别的对应关系				
工作制等级	轻级	中级	重级	超重级
工作级别	A1 ~ A3	A4 ,A5	A6 ,A7	A8

第二节 桥式吊车的受力情况

吊车按吊钩种类分为软钩吊车和硬钩吊车。软钩吊车指采用钢索通过滑轮组带动吊钩起吊重物；硬钩吊车指吊车用刚臂起吊重物或进行操作。

桥式吊车与吊车梁及柱的关系如图 3.2.1 所示，作用在横向排架结构上的荷载有吊车竖向荷载和横向水平荷载；作用在纵向排架结构上的荷载为吊车纵向水平荷载。

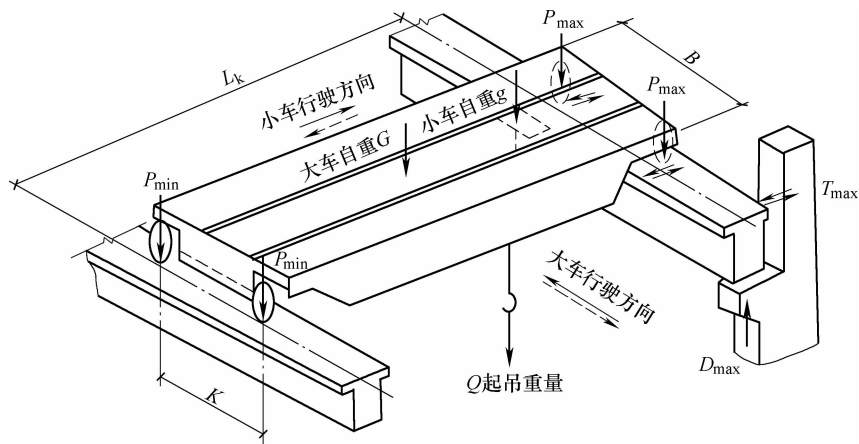


图 3.2.1 桥式吊车的受力状态

一、吊车竖向荷载

桥式吊车由桥架（或称为大车）和小车组成，桥架在吊车轨道上沿厂房纵向行驶，小车在桥架的轨道上沿厂房横向行驶，带有吊钩的起重卷扬机安装在小车上。当小车吊有额定最大起重量开到大车一端的极限位置时，这一端的每个大车轮压称为吊车的最大轮压 $P_{\max}$ ，同时，另一端的大车轮压称为吊车的最小轮压 $P_{\min}$ ， $P_{\max}$ 和 $P_{\min}$ 同时作用在排架上，如图 3.2.2 所示。 $P_{\min}$ 值对于四轮桥式吊车，可按式 (3.2.1) 进行计算

$$P_{\min} = \frac{1}{2}(G + g + Q) - P_{\max} \quad (3.2.1)$$

式中 G ——吊车桥架（大车）的总重；

g ——小车的重量；

Q ——吊车的额定最大起重量。

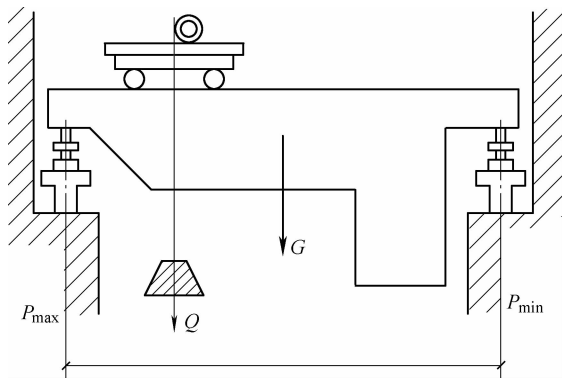


图 3.2.2

吊车竖向荷载是指吊车在满载运行时，可能作用在厂房横向排架柱上的最大压力。因为吊车荷载是移动荷载，当吊车沿厂房纵向运行时，吊车梁传给柱的竖向压力随吊车位置的不同而变化。因此，必须用吊车梁的支座反力影响线求出 $P_{\max}$ 及 $P_{\min}$ 通过吊车梁作用在排架柱上的最大压力 $D_{\max}$ 及最小压力 $D_{\min}$ 。

由影响线原理可知，两台并行吊车，当其中一台的最大轮压 $P_{1\max}$ ($P_{1\max} \geq P_{2\max}$) 作用在排架柱轴线处，而另一台与它紧靠并行时，即为两台吊车的最大不利轮压位置，如图 3.2.3a 所示。由最大轮压 $P_{\max}$ 产生的竖向压力 $D_{\max}$ ，最小轮压 $P_{\min}$ 产生的竖向压力为 $D_{\min}$ ，且 $D_{\max}$ 和 $D_{\min}$ 同时出现在吊车两端的排架上，其标准值分别按下式计算

$$\left. \begin{aligned} D_{\max} &= (y_1 + y_2)P_{1\max} + (y_3 + y_4)P_{2\max} \\ D_{\min} &= (y_1 + y_2)P_{1\min} + (y_3 + y_4)P_{2\min} \end{aligned} \right\} \quad (3.2.2)$$

式中 $P_{1\max}$, $P_{2\max}$ ——起重量不同的两台吊车最大轮压标准值， $P_{1\max} \geq P_{2\max}$ ；

$P_{1\min}$, $P_{2\min}$ ——起重量不同的两台吊车最小轮压标准值，且 $P_{1\min} \geq P_{2\min}$ ；

y_i ——与吊车轮压相对应的支座反力影响线的竖向坐标。

吊车竖向荷载 $D_{\max}$ 和 $D_{\min}$ 作用于牛腿顶面，作用点位置与吊车梁自重 G_3 相同，其排架计算简图如图 3.2.3b 所示。吊车垂直荷载的设计值 $D_{\max}$ 和 $D_{\min}$ 可按式 (3.2.3) 计算

$$\left. \begin{aligned} D_{\max} &= \gamma_Q D_{k\max} = \gamma_Q [P_{1\max}(y_1 + y_2) + P_{2\max}(y_3 + y_4)] \\ D_{\min} &= \gamma_Q D_{k\min} = \gamma_Q [P_{1\min}(y_1 + y_2) + P_{2\min}(y_3 + y_4)] \end{aligned} \right\} \quad (3.2.3)$$

式中 γ_Q ——可变荷载分项系数， $\gamma_Q = 1.4$ 。

当两台吊车完全相同时，式 (3.2.3) 可简化为

$$\left. \begin{aligned} D_{\max} &= \gamma_Q D_{k\max} = \gamma_Q P_{\max} \sum y_i \\ D_{\min} &= \gamma_Q D_{k\min} = \frac{P_{\min}}{P_{\max}} D_{\max} \end{aligned} \right\}$$

式中 $\sum y_i$ ——各轮子下影响线竖标的总和。

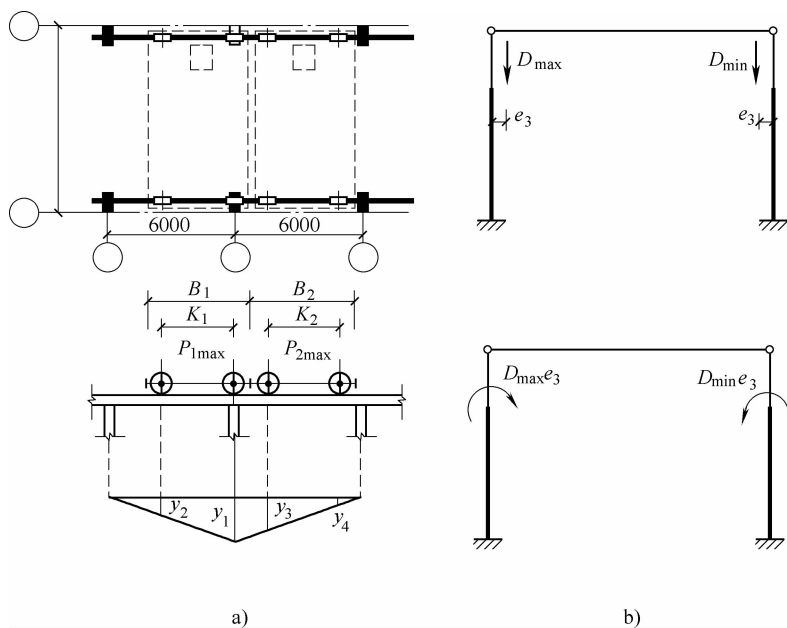


图 3.2.3 吊车竖向荷载及其排架计算简图

二、吊车纵向水平荷载 T_0

吊车纵向水平制动力是由吊车桥架沿厂房纵向运行时制动引起的惯性力产生的，其大小受制动轮与轨道间的摩擦力的限制，当制动惯性力大于制动轮与轨道间的摩擦力时，吊车轮将在轨道上滑动。经实测，吊车轮与钢轨间的摩擦系数一般小于 0.1，所以吊车纵向水平荷载可按一边轨道上所有刹车轮的最大轮压之和的 10% 采用。制动力的作用点位于刹车轮与轨道的接触点，方向与行车方向一致。

每台吊车纵向制动力 T_0 （图 3.2.4）为

$$T_0 = mT = m \frac{nP_{\max}}{10} \quad (3.2.4)$$

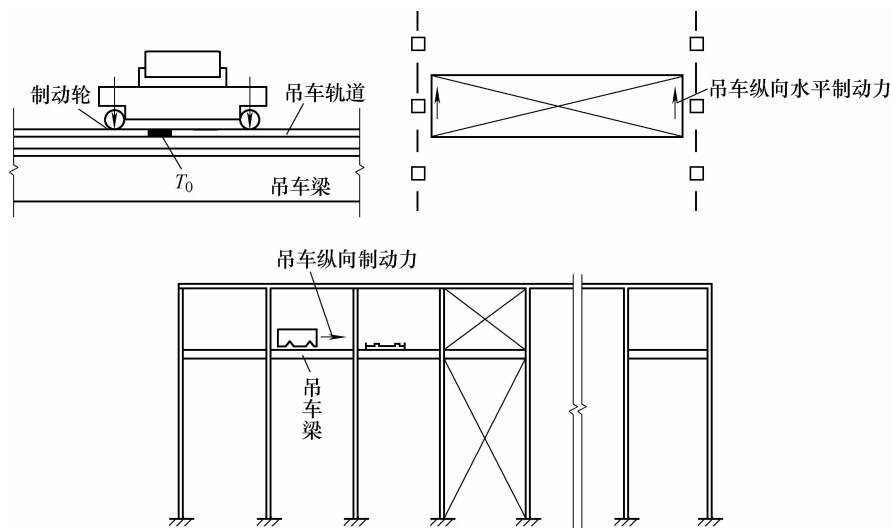


图 3.2.4 作用于纵向排架的吊车水平荷载

式中 $P_{\max}$ ——吊车最大轮压；

n ——吊车每侧的制动轮数，一般四轮吊车 $n=1$ ；

m ——起重量相同的吊车台数，不论单跨或多跨厂房，当 $m>2$ 时，取 $m=2$ 。

吊车纵向水平荷载的作用点位于刹车轮与轨道的接触点，方向与轨道一致。 T_0 由纵向排架或柱间支撑承担，在横向排架计算时，不予考虑。

三、吊车横向水平荷载 $T_{\max}$

吊车横向水平制动力是吊车小车及起吊物沿桥架在厂房横向运行时制动所引起的惯性力如图 3.2.5 所示。该惯性力与吊钩种类和起吊物重量有关，一般硬钩吊车比软钩吊车制动加速度大。另外，起吊物越重，一般运行速度越慢，制动产生的加速度则较小。

吊车横向水平制动力通过吊车两侧的轮子及轨道传给两侧的吊车梁并最终传给两侧的柱如图 3.2.6a、b 所示。吊车横向水平制动力应按两侧柱的刚度大小分配。为简化计算，《建筑结构荷载规范》允许近似地平均分配给两侧柱如图 3.2.6d、e 所示。对于四轮吊车，当它满载运行时，每个轮子产生的横向水平制动力标准值 T 可按下列公式计算

$$T = \frac{\alpha}{4} (Q + g) \quad (3.2.5)$$

式中 Q ——吊车起重量标准值；

g ——小车自重的标准值；

α ——横向制动力系数。

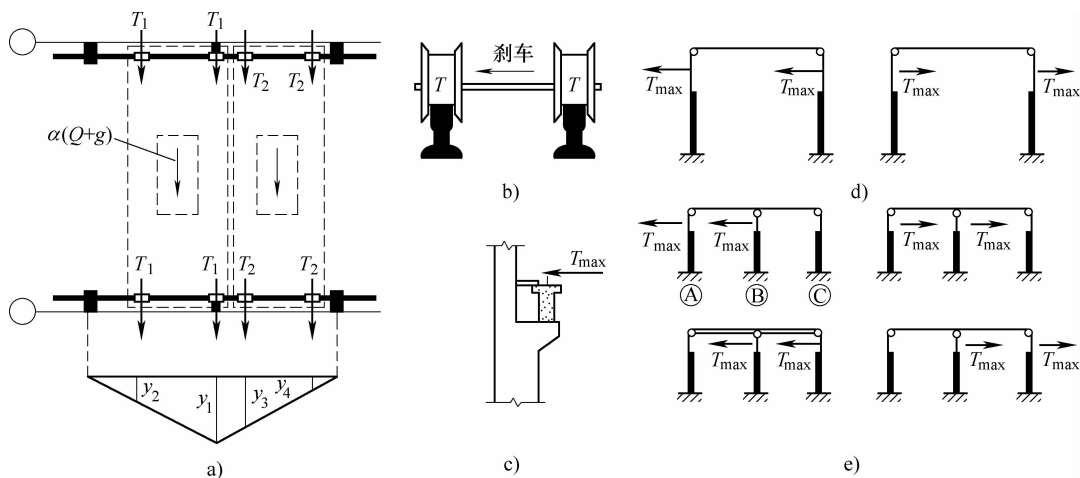


图 3.2.6 吊车横向水平荷载

a) 两台吊车的位置 b) 横向刹车力 T c) $T_{\max}$ 作用位置 d) 单跨排架的吊车横向荷载

e) 双跨排架的吊车横向荷载

每个轮子传给吊车轨道的横向水平制动力的标准值 T 确定后, 便可按与吊车垂直荷载相同的方法来确定最终作用于排架柱上的吊车水平荷载的设计值 $T_{\max}$, 两者仅荷载作用方向不同, 所以

$$T_{\max} = \gamma_Q T_{k\max} = \gamma_Q [T_1(y_1 + y_2) + T_2(y_3 + y_4)] \quad (3.2.5-1)$$

当两台吊车完全相同时, 上式可简化为

$$T_{\max} = \gamma_Q T_{k\max} = \gamma_Q T \sum y_i \quad (3.2.5-2)$$

因各轮子所对应的 y_i 值与吊车垂直荷载情况完全相同, 故 $T_{\max}$ 亦可按下式计算

$$T_{\max} = \frac{T}{P_{\max}} D_{\max} \quad (3.2.5-3)$$

考虑到小车沿左、右方向行驶时均可能刹车, 故 $T_{\max}$ 的作用方向既可向左又可向右。由于 T 是通过设在吊车梁顶面处的连接件 (图 3.2.6c) 传给柱子的, 因而 $T_{\max}$ 可近似认为作用于吊车梁顶面标高处。

以上计算均为荷载标准值, 当需要验算变形时, 可直接采用, 在内力组合进行承载力计算时还要考虑荷载系数 1.4。

第三节 吊车梁所承担的吊车荷载

一、竖向、纵向和横向的吊车荷载

(一) 吊车梁承担的竖向吊车荷载

《建筑结构荷载规范》规定:

6.1.1 吊车竖向荷载标准值, 应采用吊车的最大轮压或最小轮压。

【3.3.1】 吊车梁的绝对最大弯矩

条件: 如图 3.3.1 所示吊车梁, 跨度 10m, 作用有两台吊车。

要求: 求该吊车梁的绝对最大弯矩

【详解】

(1) 由图 3.3.1 可知, 绝对最大弯矩位于荷载 F_2 或 F_3 处的截面。

(2) 求 F_2 为 F_k 时的最大弯矩:

梁上荷载的合力: $F_R = 82 \times 4 = 328 \text{ kN}$

由于 $F_1 = F_2 = F_3 = F_4$, 故合力 F_R 与 F_2 、 F_3 的距离相等, $a = \frac{1.5}{2} = 0.75 \text{ m}$ 。

F_k 与合力 F_R 位于梁中点两侧的对称位置, $F_k = F_2$ 时距跨中为 $\frac{a}{2} = 0.375 \text{ m}$ 。

(3) 根据《结构力学》最大弯矩公式, 绝对最大弯矩:

$$M_{\max} = F_R \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} \right)^2 \frac{1}{l} - M_k = 328 \times (5 - 0.375)^2 \times \frac{1}{10} - (82 \times 3.5) = 414.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(4) 当取 F_3 为 F_k 时, 根据对称性由图 3.3.2 可知, 其作用位置处的最大弯矩与 F_2 为 F_k 时相等。

(5) 由以上计算可知, 绝对最大弯矩为 $M_{\max} = 414.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$

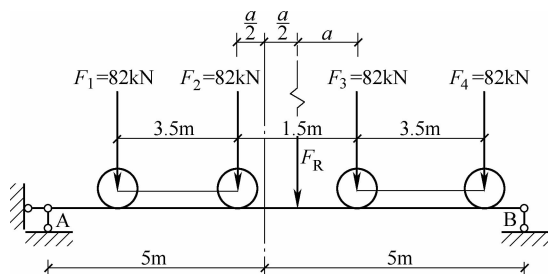


图 3.3.1

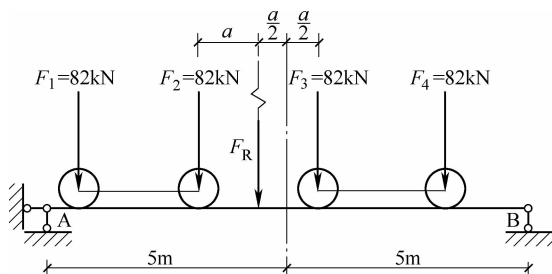


图 3.3.2

【简解】

(1) F_2 为 F_k 时:合力: $F_R = 82 \times 4 = 328 \text{ kN}$ $F_1 = F_2 = F_3 = F_4$, 合力 F_R 与 F_2 、 F_3 的距离相等, $a = \frac{1.5}{2} = 0.75 \text{ m}$ 。 $F_k = F_2$ 时距跨中为 $\frac{a}{2} = 0.375 \text{ m}$ 。

(2) 绝对最大弯矩:

$$M_{\max} = F_R \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} \right)^2 \frac{1}{l} - M_k = 328 \times (5 - 0.375)^2 \times \frac{1}{10} - (82 \times 3.5) = 414.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3) 根据对称性, 绝对最大弯矩为 $M_{\max} = 414.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$

真题

【3.3.2】(1999 年一级考题)

12m 跨简支钢吊车梁, 设有两台起重量 $Q = 50/10 \text{ t}$ 桥式吊车, 每台吊车大车轮压分布及桥架宽度资料如图 3.3.3 所示。在一跨吊车梁上只可能有三个轮子同时作用, 梁自重忽略不计。试问, 梁上最大弯矩作用截面距最近梁端支座的距离应为以下何项数值?

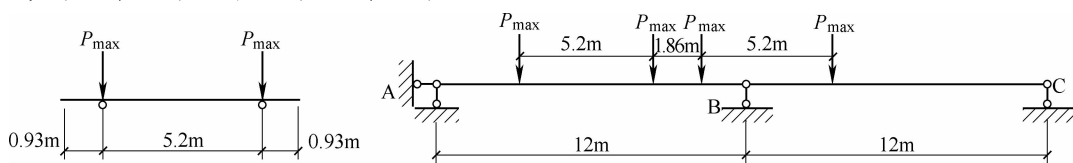


图 3.3.3

(A) 3.58m

(B) 5.44m

(C) 5.85m

(D) 6.00m

【答案】(B)

【详解】

(1) 一跨只能放三个轮子, 设中间轮为 F_k 如图 3.3.4 所示, 求出合力 F_R 位置 x :

$$x = \frac{1.86 \times P_{\max} + (5.2 + 1.86) \times P_{\max}}{3P_{\max}}$$

$$= 2.97 \text{ m}$$

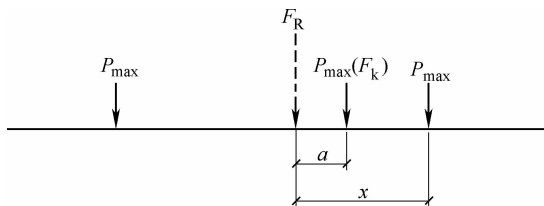
求合力 F_R 与 F_k 的距离 a : $a = 2.97 -$ 

图 3.3.4

$$1.86 = 1.11\text{m}$$

(2) 求最大弯矩作用截面距最近梁端支座的距离

将图 3.3.4 的荷载放入图 3.3.5 的 12m 跨简支梁中, 使 F_R 和 F_k 的位置对称于梁的中点, 此时 F_k 下载面的弯矩达到最大弯矩。最大弯矩作用截面距最近梁端支座的距离为 $6 - \frac{a}{2} = 6 - \frac{1.11}{2} = 5.445\text{m}$, (B) 正确。

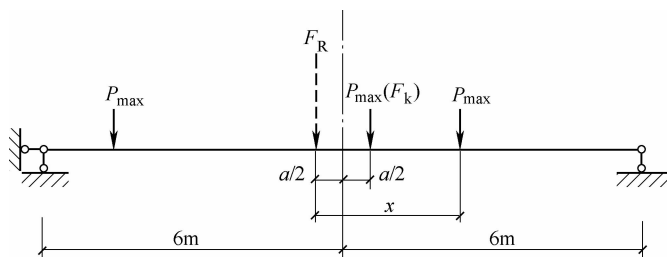


图 3.3.5

【简解】

(1) 一跨放三个轮子, 设中间轮为 F_k , 求出合力点位置 x :

$$x = \frac{1.86 \times P_{\max} + (5.2 + 1.86) \times P_{\max}}{3P_{\max}} = 2.97\text{m}$$

F_R 与 F_k 的距离: $a = 2.97 - 1.86 = 1.11\text{m}$

(2) 距离为: $6 - \frac{a}{2} = 6 - \frac{1.11}{2} = 5.445\text{m}$, (B) 正确。

真题 【3.3.3】~【3.3.4】 (2007 年一级考题)

某多跨厂房, 中列柱的柱距为 12m, 采用钢吊车梁, 吊车梁的中心间距为 2m, 已确定吊车梁的截面尺寸如图 3.3.6a 所示, 吊车梁采用 Q345 钢制造, 使用自动焊和 E50 焊条的手工焊。在吊车梁上行驶两台重级工作制的软钩桥式吊车, 其起重量 $Q = 50/10\text{t}$, 小车中 $g = 16.6\text{t}$, 吊车桥架跨度 $L_k = 31.5\text{m}$, 最大轮压标准值 $P = 453.7\text{kN}$, 每台吊车的轮压分布如图 3.3.6b 所示。

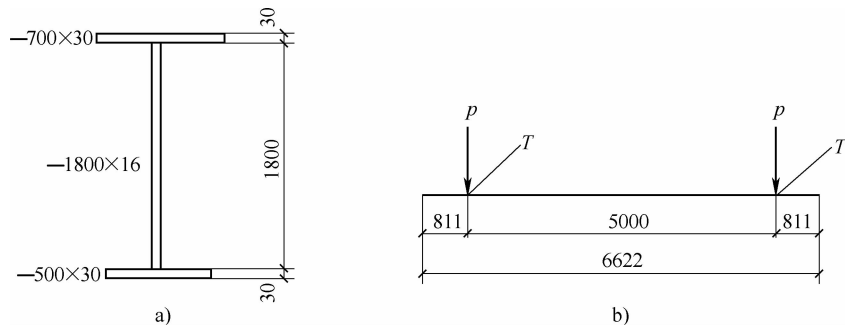


图 3.3.6

真题**【3.3.3】** (2007 年一级考题)

试问, 由两台吊车垂直荷载产生的吊车梁支座处的最大剪力设计值 (kN), 应与下列何项数值最为接近?

- (A) 1616.0 (B) 1516.2 (C) 1191.3 (D) 1083.0

【答案】 (A)**【详解】**

(1) 根据《建筑结构荷载规范》6.3.1 条, 当计算吊车梁及其连接的承载力时, 吊车竖向荷载应乘以动力系数。对工作级别为 A6 ~ A8 的软钩吊车、硬钩吊车和其他特种吊车, 动力系数可取 1.1。

(2) 根据《建筑结构荷载规范》6.1.1 条条文说明中表 5 可知重级吊车指 A6、A7 工作级别。

(3) 最大轮压设计值: $P = 1.4 \times 1.1 \times P_k = 1.4 \times 1.1 \times 453.7 = 698.7 \text{ kN}$

(4) 两台吊车车轮位置如图 3.3.7 所示。

$$V = \frac{12 + 10.378 + 5.378}{12} \times P = 2.313 \times 698.7 \text{ kN}, \text{ (A) 正确。}$$

【简解】 $V = \frac{12 + 10.378 + 5.378}{12} \times P = 2.313 \times 698.7 \text{ kN}, \text{ (A) 正确。}$

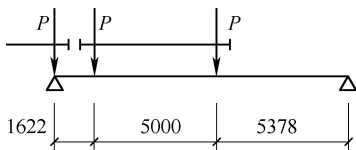


图 3.3.7

真题**【3.3.4】** (2007 年一级考题)

试问, 由两台吊车垂直荷载产生的吊车梁的最大弯矩设计值 (kN·m), 应与下列何项数值最为接近?

- (A) 2677 (B) 2944 (C) 3747 (D) 4030

【答案】 (D)**【详解】**

(1) 根据《建筑结构荷载规范》6.3.1 条, 当计算吊车梁及其连接的承载力时, 吊车竖向荷载应乘以动力系数。对工作级别为 A6 ~ A8 的软钩吊车、硬钩吊车和其他特种吊车, 动力系数可取 1.1。

(2) 根据《建筑结构荷载规范》6.1.1 条条文说明中表 5 可知重级吊车指 A6、A7 工作级别。

(3) 最大轮压设计值: $P = 1.4 \times 1.1 \times P_k = 1.4 \times 1.1 \times 453.7 = 698.7 \text{ kN}$ 。

(4) 两台吊车车轮布置如图 3.3.8 所示:

$$\text{合力点位置: } x = \frac{5000 - 1622}{3} = 1126 \text{ mm}, \quad \frac{x}{2} = \frac{1126}{2} =$$

563 mm

$$\text{最大弯矩: } M = \left(\frac{3 \times 5.437^2}{12} - 1.622 \right) \times 698.7 = 5.695 \times 698.7 = 4030 \text{ kN} \cdot \text{m}, \text{ (D) 正确。}$$

【简解】

(1) 根据《荷规》6.3.1 条, 动力系数取 1.1。

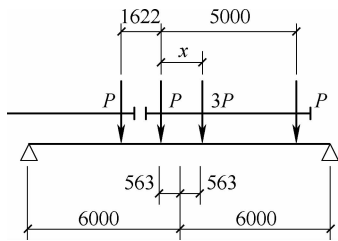


图 3.3.8

(2) 轮压设计值: $P = 1.4 \times 1.1 \times P_k = 1.4 \times 1.1 \times 453.7 = 698.7 \text{ kN}$

(3) 合力点位置: $x = \frac{5000 - 1622}{3} = 1126 \text{ mm}$, $\frac{x}{2} = \frac{1126}{2} = 563 \text{ mm}$

最大弯矩: $M = \left(\frac{3 \times 5.437^2}{12} - 1.622 \right) \times 698.7 = 5.695 \times 698.7 = 4030 \text{ kN} \cdot \text{m}$, (D) 正确。

真题

【3.3.5】(2008 年二级考题)

某跨度为 6m 的钢筋混凝土简支吊车梁, 安全等级为二级, 环境类别为一类, 计算跨度 $l_0 = 5.8 \text{ m}$, 承受两台 A5 级起重量均为 10t 的电动软钩桥式吊车, 吊车的主要技术参数见表 3.3.1。

表 3.3.1 ($g = 10 \text{ m/s}^2$)

起重量 Q/t	吊车宽度 B/m	大车轮距 W/m	最大轮压 $P_{\max}/\text{kN}$	吊车自重 G/t	小车重 G_1/t
10	5.92	4.0	109.8	19.4	4.1

当进行承载力计算时, 在吊车竖向荷载作用下, 吊车梁的跨度最大弯矩设计值 M ($\text{kN} \cdot \text{m}$), 应与下列何项数值最为接近?

提示: 两台吊车在 6m 跨吊车梁上产生的最大弯矩位置如图 3.3.9 所示。

(A) 279 (B) 293 (C) 310 (D) 326

【答案】(D)

【详解】

(1) 由图 3.3.9 可知, $a = B - W = (5.92 - 4.0) = 1.92 \text{ m}$, $\frac{a}{4} = \frac{1.92}{4} = 0.48 \text{ m}$

吊车最大轮压位置如图 3.3.10 所示, 跨中最大弯矩标准值:

$$M_k = \frac{109.8 \times (1.46 + 3.38)}{5.8} \times 2.42 = 221.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

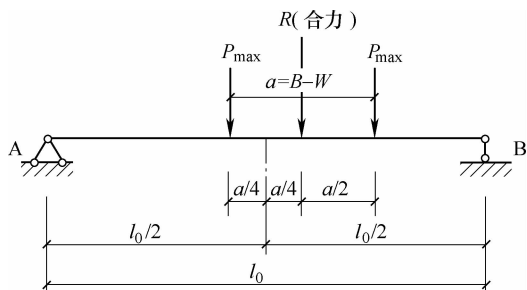


图 3.3.9

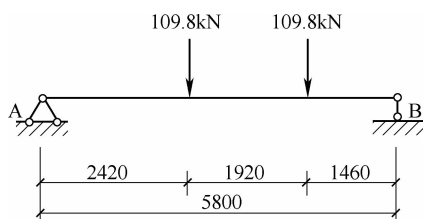


图 3.3.10

(2) 根据《建筑结构荷载规范》3.2.4 条, 可变荷载的分项系数为 1.4, 根据《建筑结构荷载规范》6.3.1 条, A5 级吊车的动力系数为 1.05, 跨中最大弯矩设计值:

$$1.4 \times 1.05 M_k = 1.4 \times 1.05 \times 221.7 = 325.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

【分析】根据《建筑结构荷载规范》6.2.2 条, 仅计算排架时两台吊车荷载折减系数为 0.9, 本题不考虑此折减系数。

(二) 吊车梁承担的纵向吊车荷载

《建筑结构荷载规范》规定：

6.1.2 吊车纵向和横向水平荷载，应按下列规定采用：

1 吊车纵向水平荷载标准值，应按作用在一边轨道上所有刹车轮的最大轮压之和的10%采用；该项荷载的作用点位于刹车轮与轨道的接触点，其方向与轨道方向一致。

真题**【3.3.6】** (2005 年一级考题)

某单层双跨等高钢筋混凝土柱厂房，其平面布置图、排架简图及边柱尺寸如图 3.3.11 所示。该厂房每跨各设有 20/5t 桥式软钩吊车两台，吊车工作级别为 A6 级，吊车参数见表 3.3.2。

提示：1t≈10kN。

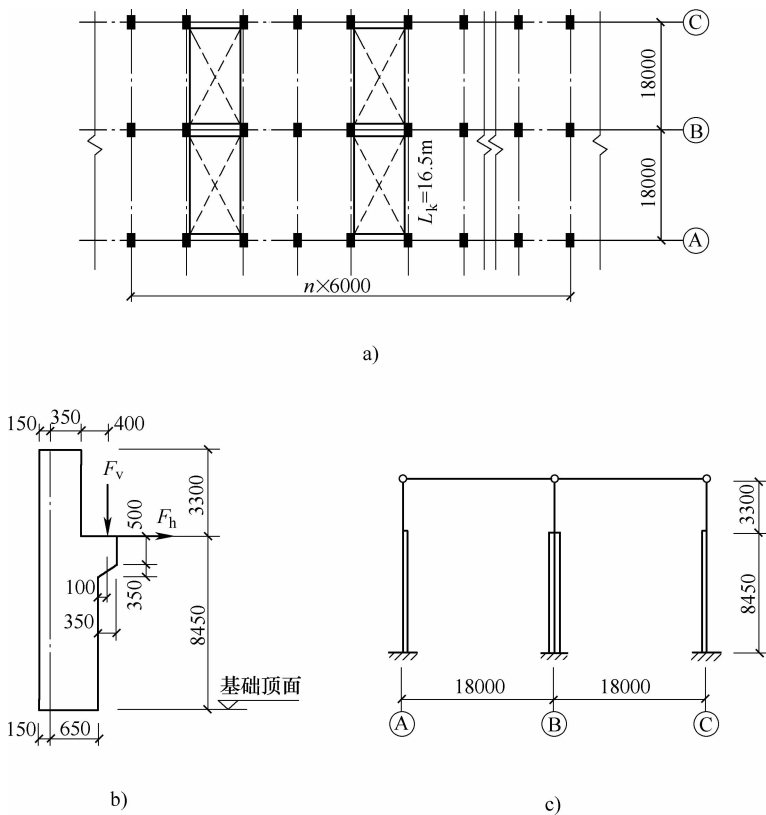


图 3.3.11

a) 平面布置图 b) 边柱尺寸图 c) 排架简图

表 3.3.2 吊车参数

起重量 Q/t	吊车宽度 B/m	轮距 K/m	最大轮压 $P_{\max}/kN$	最小轮压 $P_{\min}/kN$	吊车总重量 G/t	小车重 q/t
20/5	5.94	4.00	178	43.7	23.5	6.8

试问，在计算①或③轴纵向排架的柱间支撑内力所需的吊车纵向水平荷载（标准值） $F(kN)$ ，与下列何项数值最为接近？

- (A) 16 (B) 30 (C) 34 (D) 64

【答案】 (C)

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》6.2.1条,作用在Ⓐ轴和Ⓒ轴轨道上的吊车轮各有四个,一台四轮桥式吊车每侧一个刹车轮;考虑多台吊车水平荷载时,对单跨或多跨厂房的每个排架,参与组合的吊车台数不应多于2台。

(2) 查《建筑结构荷载规范》表6.2.6,工作级别A6,两台吊车的荷载折减系数0.95。

(3) 根据《建筑结构荷载规范》表6.1.2-1,水平荷载标准值:

$$F = 0.95 \times 0.1 \times 2 \times 178 = 33.82 \text{ kN}, \text{ (C) 正确。}$$

【简解】

(1) 根据《荷规》第6.2.1条,考虑两台。

(2) 查《荷规》表6.2.6,荷载折减系数0.95。

(3) 根据《荷规》6.1.2-1条, $F = 0.95 \times 0.1 \times 2 \times 178 = 33.82 \text{ kN}$, (C) 正确。

(三) 吊车梁承担的横向吊车荷载

《建筑结构荷载规范》规定:

6.1.2 吊车纵向和横向水平荷载,应按下列规定采用:

2 吊车横向水平荷载标准值,应取横行小车重量与额定起重量之和的百分数,并应乘以重力加速度,吊车横向水平荷载标准值的百分数应按表6.1.2采用。

表 6.1.2 吊车横向水平荷载标准值的百分数

吊车类型	额定起重量/t	百分数(%)
软钩吊车	≤10	12
	16~50	10
	≥75	8
硬钩吊车		20

3 吊车横向水平荷载应等分于桥架的两端,分别由轨道上的车轮平均传至轨道,其方向与轨道垂直,并应考虑正反两个方向的刹车情况。

注:1. 悬挂吊车的水平荷载应由支撑系统承受;设计该支撑系统时,尚应考虑风荷载与悬挂吊车水平荷载的组合。

2. 手动吊车及电动葫芦可不考虑水平荷载。

真题

【3.3.7】(2006年一级考题)

某单层工业厂房,设置有两台 $Q = 32/5 \text{ t}$ 的软钩桥式吊车,吊车每侧有两个车轮,轮距4.7m,最大轮压标准值 $P_{\max} = 275 \text{ kN}$,吊车横行小车重量标准值 $g = 108.8 \text{ kN}$,吊车轨道的高度 $h_R = 130 \text{ mm}$ 。当吊车为中级工作制时,试问,作用在每个车轮处的横向水平荷载标准值(kN),应与下列何项数值最为接近?

- (A) 15.9 (B) 10.6 (C) 22.2 (D) 11.1

【答案】 (B)

【详解】 根据《建筑结构荷载规范》表6.1.2-1,吊车纵向水平荷载标准值,应按作用在一边

轨道上所有刹车轮的最大轮压之和的 10% 采用。

$$H_k = \frac{1}{4} \times (Q + g) \times 10\% = \frac{1}{4} \times (32 \times 9.8 + 108.8) \times 10\% = 10.56 \text{ kN}, \text{ (B) 正确。}$$

【简解】 根据《荷规》6.1.2 条:

$$H_k = \frac{1}{4} \times (Q + g) \times 10\% = \frac{1}{4} \times (32 \times 9.8 + 108.8) \times 10\% = 10.56 \text{ kN}$$

(B) 正确。

真题

【3.3.8】 (2008 年二级考题)

某跨度为 6m 的钢筋混凝土简支吊车梁, 安全等级为二级, 环境类别为一类, 计算跨度 $l_0 = 5.8\text{m}$, 承受两台 A5 级起重量均为 10t 的电动软钩桥式吊车, 吊车的主要技术参数见表 3.3.3。

表 3.3.3 ($g = 10\text{m/s}^2$)

起重量 Q/t	吊车宽度 B/m	大车轮距 W/m	最大轮压 $P_{\max}/\text{kN}$	吊车总重 G/t	小车重 G_1/t
10	5.92	4.0	109.8	19.4	4.1

在大车的每个车轮处作用于吊车梁上的横向水平荷载标准值 T_k (kN), 应与下列何项数值最为接近?

- (A) 4.2 (B) 8.5 (C) 11.8 (D) 14.1

【答案】 (A)

【详解】 根据《建筑结构荷载规范》表 6.1.2, 横向水平荷载标准值的百分数为 12%, 有

$$T_k = \frac{1}{4} \times (Q + G_1) \times g \times 12\% = \frac{1}{4} \times (10 + 4.1) \times 10 \times 12\% = 4.23 \text{ kN}$$

(A) 正确。

【简解】 根据《荷规》表 6.1.2:

$$T_k = \frac{1}{4} \times (Q + G_1) \times g \times 12\% = \frac{1}{4} \times (10 + 4.1) \times 10 \times 12\% = 4.23 \text{ kN}, \text{ (A) 正确。}$$

(四) 动力系数

《建筑结构荷载规范》规定:

6.3.1 当计算吊车梁及其连接的承载力时, 吊车竖向荷载应乘以动力系数。对悬挂吊车 (包括电动葫芦) 及工作级别 A1 ~ A5 的软钩吊车, 动力系数可取 1.05; 对工作级别为 A6 ~ A8 的软钩吊车、硬钩吊车和其他特种吊车, 动力系数可取为 1.1。

真题

【3.3.9】 (2008 年二级考题)

某跨度为 6m 的钢筋混凝土简支吊车梁, 安全等级为二级, 环境类别为一类, 计算跨度 $l_0 = 5.8\text{m}$, 承受两台 A5 级起重量均为 10t 的电动软钩桥式吊车, 吊车的主要技术参数见表 3.3.4。

表 3.3.4 ($g = 10\text{m/s}^2$)

起重量 Q/t	吊车宽度 B/m	大车轮距 W/m	最大轮压 $P_{\max}/\text{kN}$	吊车总重 G/t	小车重 G_1/t
10	5.92	4.0	109.8	19.4	4.1

当仅在吊车竖向荷载作用下进行疲劳验算时, 吊车梁的跨中最大弯矩标准值 M_k^f ($\text{kN} \cdot \text{m}$), 应与下列何项数值最为接近?

- (A) 159 (B) 167 (C) 222 (D) 233

【答案】 (B)

【详解】

(1) 根据《混凝土结构设计规范》6.7.2 条, 在疲劳验算中, 荷载应取标准值, 吊车荷载应乘以动力系数, 并按一台吊车考虑, 如图 3.3.12 所示。

$$M_k = \frac{1}{4} P_{\max} l_0 = \frac{1}{4} \times 109.8 \times 5.8 = 159.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 根据《建筑结构荷载规范》6.3.1 条, A5 级软钩吊车, 动力系数可取 1.05。

$$M_k^f = 1.05 M_k = 1.05 \times 159.2 = 167.2 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad (\text{B})$$

正确。

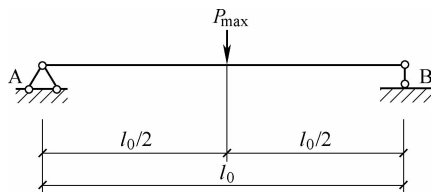


图 3.3.12

【简解】

(1) 根据《混规》6.7.2 条:

$$M_k = \frac{1}{4} P_{\max} l_0 = \frac{1}{4} \times 109.8 \times 5.8 = 159.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 根据《荷规》6.3.1 条, 动力系数 1.05。

$$M_k^f = 1.05 M_k = 1.05 \times 159.2 = 167.2 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad (\text{B}) \text{ 正确。}$$

二、卡轨力

《建筑结构荷载规范》6.3.1 条“条文说明”:

6.3.1 (条文说明)

吊车在实际运行过程中产生水平卡轨力。产生卡轨力的原因主要在于吊车轨道不直或吊车行驶时的歪斜, 其大小与吊车的制造、安装、调试和使用期间的维护等管理因素有关。在下沉的条件下, 不应出现严重的卡轨现象, 但实际上由于生产中难以控制的因素, 尤其是硬钩吊车, 经常产生较大的卡轨力, 使轨道被严重啃蚀, 有时还会造成吊车梁与柱连接的破坏。鉴于目前对卡轨力的产生机理、传递方式以及在正常条件下的统计规律还缺乏足够的认识, 因此在取得更为系统的实测资料以前, 由各结构设计规范和技术标准根据自身特点分别自行规定。

《钢结构设计规范》亦有补充规定:

3.2.2 计算重级工作制吊车梁 (或吊车桁架) 及其制动结构的强度、稳定性以及连接 (吊车梁或吊车桁架、制动结构、柱相互间的连接) 的强度时, 应考虑由吊车摆动引起的横向水平力 (此水平力不与荷载规范规定的横向水平荷载同时考虑), 作用于每个轮压处的此水平力标准值可由下式进行计算:

$$H_k = \alpha P_{k, \max} \quad (3.2.2)$$

式中 $P_{k, \max}$ ——吊车最大轮压标准值;

【答案】 (C)

【详解】 根据《钢结构设计规范》3.2.2条, 软钩吊车 $\alpha=0.1$, 横向水平力标准值为:

$$H_k = \alpha P_{k\max} = 0.1 \times 453.7 = 45.37 \text{ kN}, \text{ (C) 正确。}$$

【简解】 根据《钢规》3.2.2条, $H_k = \alpha P_{k\max} = 0.1 \times 453.7 = 45.37 \text{ kN}, \text{ (C) 正确。}$

真题 【3.3.12】 (2010年一级考题)

某单层工业厂房为钢结构, 厂房柱距为21m, 设置有两台重级工作制的软钩桥式吊车, 吊车每侧有四个车轮, 最大轮压标准值 $P_{k\max}=355 \text{ kN}$, 吊车轨道高度 $h_R=150 \text{ mm}$ 。每台吊车的轮压分布如图3.3.14a所示。吊车梁为焊接工字形截面, 如图3.3.14b所示, 采用Q345-C钢制作, 焊条采用E450型。图中长度单位为mm。

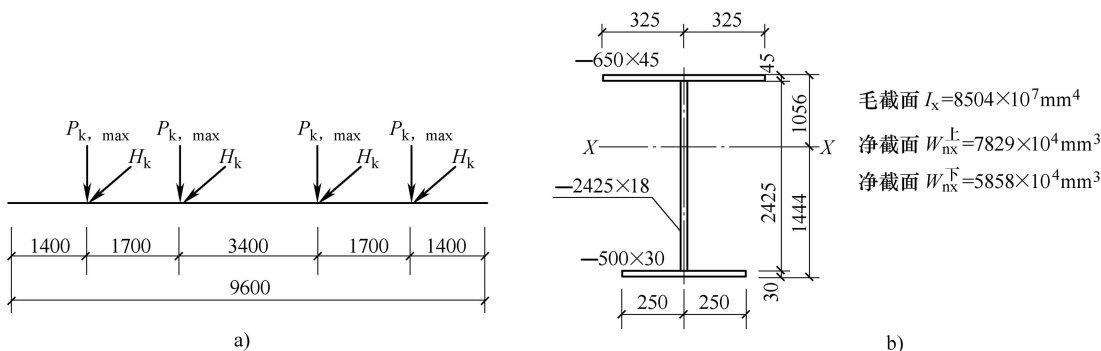


图 3.3.14

在计算吊车梁的强度、稳定性及连接的强度时, 应考虑由吊车摆动引起的横向水平力。试问, 作用在每个吊车轮处由吊车摆动引起的横向水平力标准值 H_k (kN), 与下列何项数值最为接近?

- (A) 11.1 (B) 13.9 (C) 22.3 (D) 35.5

【答案】 (D)

【详解】 根据《钢结构设计规范》3.2.2条, 软钩吊车取 $\alpha=0.1$, 横向水平力标准值为:

$$H_k = \alpha P_{k\max} = 0.1 \times 355 = 35.5 \text{ kN}, \text{ (C) 正确。}$$

【简解】 根据《钢规》3.2.2条, $H_k = \alpha P_{k\max} = 0.1 \times 355 = 35.5 \text{ kN}, \text{ (C) 正确。}$

【3.3.13】 钢吊车梁的最大轮压设计值和横向水平荷载设计值

条件: 厂房中列柱, 柱距为12m, 柱两列侧跨内按生产要求分别设有重级工作制软钩吊车两台, 吊车起重量 $Q=50/10 \text{ t}$, 横行小车重 $g=15 \text{ t}$, 吊车桥架跨度 $L_k=28.5 \text{ m}$, 每台吊车轮距及桥宽如图3.3.15所示, 最大轮压 $P_{\max}=470 \text{ kN}$ (标准值)。已确定吊车梁采用Q345钢, 截面尺寸 (无扣孔) 如图3.3.16所示。

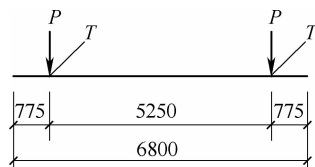
要求: 确定轮压设计值和横向水平荷载设计值。

提示: $1 \text{ t} \approx 10 \text{ kN}$

【详解】

(1) 求轮压设计值

根据《建筑结构荷载规范》6.3.1条, 对于重级工作制的软钩吊车, 吊车竖向荷载应乘以动力系数1.1。



注: P 、 T 分别表示竖向吊车轮压和横向水平荷载

图 3.3.15

根据《建筑结构荷载规范》3.2.4条,对吊车荷载取活荷载分项系数1.4。

已知最大轮压 $P_{\max} = 470\text{kN}$, 设计值为 $F = 1.4 \times 1.1 \times 470 = 723.8\text{kN}$ 。

(2) 横向水平荷载(制动力)计算。根据《建筑结构荷载规范》6.1.2条第2款,对额定起重量为50t的吊车,其横向水平荷载标准值的百分数为10%。吊车横向水平荷载

$$T = 1.4 \times 0.1 \times (500 + 150) = 91\text{kN}$$

横向水平荷载等分于桥架两端,每端的水平荷载再均分到两个车轮,车轮分配到的荷载传递到吊车梁上。故每个车轮的横向水平荷载

$$T = 91 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{2} = 22.75\text{kN}。$$

(3) 卡轨力的计算。根据《钢结构设计规范》3.2.2条,重级工作制吊车梁,需计算吊车摆动引起的横向水平力,每个车轮处的水平力标准值 $H_k = 0.1P_{k\max} = 0.1 \times 470 = 47\text{kN}$ 。

$$(4) H_k > T, H = 1.4H_k = 1.4 \times 47 = 65.8\text{kN}。$$

【简解】

(1) 根据《荷规》6.3.1条,动力系数1.1。

根据《荷规》3.2.4条,分项系数1.4。

$P_{\max} = 470\text{kN}$, 设计值 $F = 1.4 \times 1.1 \times 470 = 723.8\text{kN}$ 。

(2) 根据《荷规》6.1.2条, $T = 1.4 \times 0.1 \times (500 + 150) = 91\text{kN}$ 。

车轮的横向水平荷载: $T = 91 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{2} = 22.75\text{kN}$ 。

(3) 根据《钢规》3.2.2条, $H_k = 0.1P_{k\max} = 0.1 \times 470 = 47\text{kN}$ 。

(4) $H_k > T, H = 1.4H_k = 1.4 \times 47 = 65.8\text{kN}$ 。

三、吊车荷载的组合值系数、频遇值系数及准永久值系数

《建筑结构荷载规范》规定:

6.4.1 吊车荷载的组合值系数、频遇值系数及准永久值系数可按表6.4.1中的规定采用。

表 6.4.1 吊车荷载的组合值系数、频遇值系数及准永久值系数

吊车工作级别		组合值系数 ψ_c	频遇值系数 ψ_1	准永久值系数 ψ_q
软钩吊车	工作级别 A1 ~ A3	0.70	0.60	0.50
	工作级别 A4、A5	0.70	0.70	0.60
	工作级别 A6、A7	0.70	0.70	0.70
硬钩吊车及工作级别 A8 的软钩吊车		0.95	0.95	0.95

【3.3.14】 最大轮压产生的吊车梁最大弯矩准永久值(未乘动力系数)

条件: 跨度6m的简支梁,其自重及轨道连接件重的标准值为5.8kN/m,计算跨度 $l_0 = 5.8\text{m}$,承受两台A5级起重量10t的电动吊钩桥式吊车(上海起重运输机械厂生产),吊车跨度 $L_k = 16.5\text{m}$,中级工作制。吊车主要技术指标见表3.3.5。

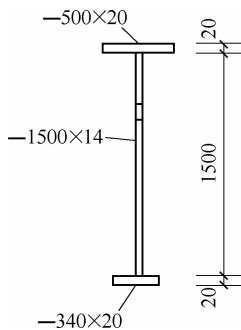


图 3.3.16

表 3.3.5 吊车主要技术参数

吊车起重量/t	最大轮压/kN	吊车最大宽度/m	大车轮距/m
10	108	5.7	4.1

要求：求由吊车最大轮压产生的吊车梁正截面最大弯矩准永久值。

【详解】

(1) 根据绝对最大弯矩的计算方法，吊车梁产生最大弯矩时的车轮位置如图 3.3.17 所示。

(2) 根据梁的弯矩影响线可得最大弯矩为：

$$M_{\max} = \frac{108 \times (1.7 + 3.3)}{5.8} \times 2.5 = 232.76 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3) 《建筑结构荷载规范》6.3.1 条规定，当计算吊车梁及其连接的承载力时，吊车竖向荷载应乘以动力系数；6.4.2 条规定，吊车梁按正常使用极限状态设计时，宜采用吊车荷载的准永久值。因此不考虑动力系数。

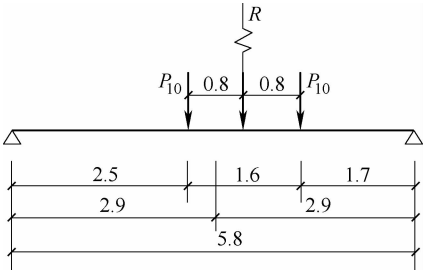


图 3.3.17（尺寸单位为 m）

(4) 根据《建筑结构荷载规范》表 6.4.1，软钩吊车工作级别 A5 的准永久系数为 0.60。

$$M_q = 0.6 \times 232.76 = 139.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

【简解】

(1) 车轮位置如图 3.3.17 所示。

(2) 最大弯矩为：
$$M_{\max} = \frac{108 \times (1.7 + 3.3)}{5.8} \times 2.5 = 232.76 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3) 根据《荷规》表 6.4.1，准永久系数 0.60。

$$M_q = 0.6 \times 232.76 = 139.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

第四节 排架所承担的吊车荷载

《建筑结构荷载规范》规定：

6.2.1 计算排架考虑多台吊车竖向荷载时，对单层吊车的单跨厂房的每个排架，参与组合的吊车台数不宜多于 2 台；对单层吊车的多跨厂房的每个排架，不宜多于 4 台；对双层吊车的单跨厂房宜按上层和下层吊车分别不多于 2 台进行组合；对双层吊车的多跨厂房宜按上层和下层吊车分别不多于 4 台进行组合，且当下层吊车满载时，上层吊车应按空载计算；上层吊车满载时，下层吊车不应计入。考虑多台吊车水平荷载时，对单跨或多跨厂房的每个排架，参与组合的吊车台数不应多于 2 台。

注：当情况特殊时，应按实际情况考虑。

6.2.2 计算排架时，多台吊车的竖向荷载和水平荷载的标准值，应乘以表 6.2.2 中规定的折减系数。

表 6.2.2 多台吊车的荷载折减系数

参与组合的吊车台数	吊车工作级别	
	A1 ~ A5	A6 ~ A8
2	0.90	0.95
3	0.85	0.90
4	0.80	0.85

6.4.2 厂房排架设计时,在荷载准永久组合中可不考虑吊车荷载;但在吊车梁按正常使用极限状态设计时,宜采用吊车荷载的准永久值。

真题

【3.4.1】(1999 年一级考题)

单层钢筋混凝土厂房设计中,以下论述何项为错误?

(A) 当不考虑吊车荷载时,柱计算长度将增大

(B) 柱顶标高相同、柱长不等的排架,当视横梁刚度无穷大时,柱顶位移相等

(C) 设有一层吊车的单层工业厂房,其多台吊车竖向荷载组合时,每个排架中的吊车不宜多于 4 台

(D) 单层厂房考虑整体空间作用计算排架时,与荷载作用类别无关

【答案】(C)

【详解】

(1) 根据《混凝土结构设计规范》表 6.2.20-1, (A) 正确。

(2) 由结构力学可知, (B)、(D) 正确。

(3) 根据《建筑结构荷载规范》6.2.1 条,计算排架考虑多台吊车竖向荷载时,对单层吊车的单跨厂房的每个排架,参与组合的吊车台数不宜多于 2 台;对单层吊车的多跨厂房的每个排架,不宜多于 4 台。(C) 错误。

【简解】根据《荷规》6.2.1 条, (C) 错误。

真题

【3.4.2】(2001 年一级考题)

有一工业厂房高低跨排架,低跨跨度 15m,高跨跨度 24m,柱间距为 6m。该厂房采用预应力钢筋混凝土屋架,屋面采用预应力大型屋面板。车间的纵向全长 120m,在车间中部 60m 处设有双柱温度收缩缝,车间四周的围护墙为 240mm 厚砖墙。建筑平面及剖面如图 3.4.1 所示。

高跨内设有两台起重量为 $Q=30/5t$ 中级工作制电动桥式吊车,低跨内设有两台起重量为 $Q=5t$ 中级工作制电动桥式吊车,风荷载基本风压为 $0.4kN/m^2$;有屋面面积灰荷载。

在厂房高跨内 $Q=30/5t$ 电动桥式吊车的大车轮距为 4.8m (每侧两轮),两台吊车间的最小轮距为 1.43m。设定最大轮压 $P_{max}=280kN$ (标准值),轮压的分项系数为 1.4,简支吊车梁的跨度为 6m。试确定两台吊车传给柱子牛腿的最大压力 (设计值) 与下列何项数值最为接近?

(A) 549.36kN (B) 691.48 kN (C) 753.82kN (D) 769.10 kN

【答案】(B)

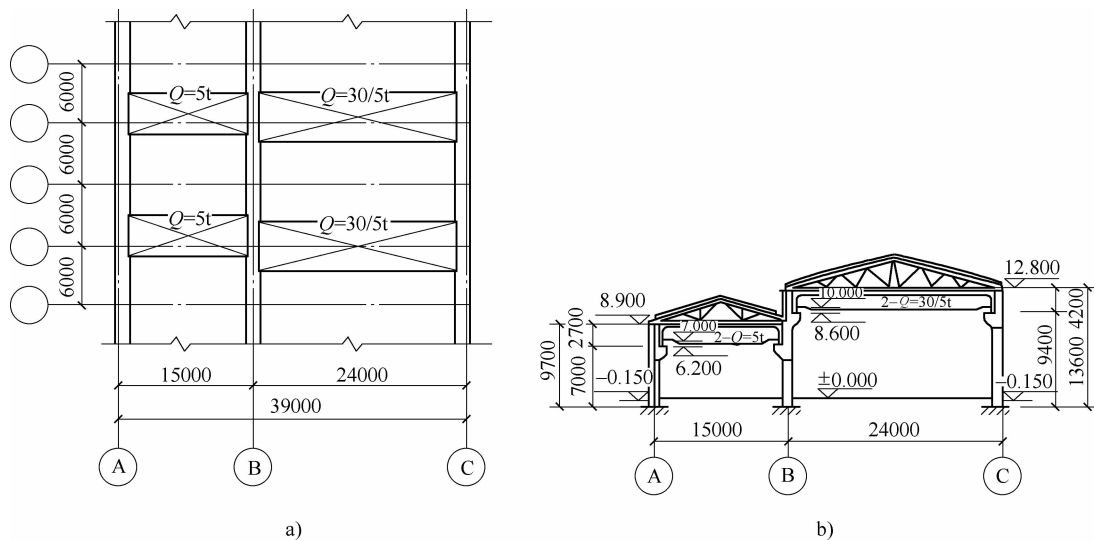


图 3.4.1

a) 车间平面图 b) 车间剖面图

【详解】

(1) 简支吊车梁跨度 6m，车轮在两跨梁上的布置有两种方式。

1) 如图 3.4.2 所示，中间牛腿支座的压力标准值为

$$D_k = P_{\max} + P_{\max} \times \frac{6 - 4.8}{6} + P_{\max} \times \frac{6 - 1.43}{6} = 1.96 \times 280 = 548.8 \text{ kN}$$

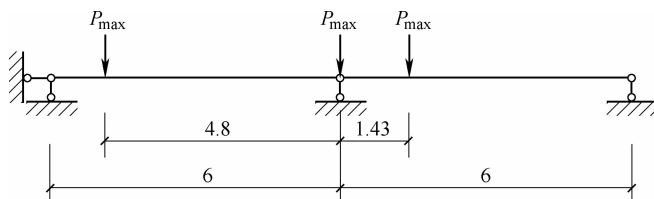


图 3.4.2 (尺寸单位: m)

2) 按图 3.4.3 布置车轮并计算牛腿支座压力标准值为

$$D_k = 2 \times \left(P_{\max} \times \frac{6 - 0.715}{6} + P_{\max} \times \frac{6 - 4.8 - 0.715}{6} \right) = 2 \times 0.96 \times 280 = 537.6 \text{ kN}$$

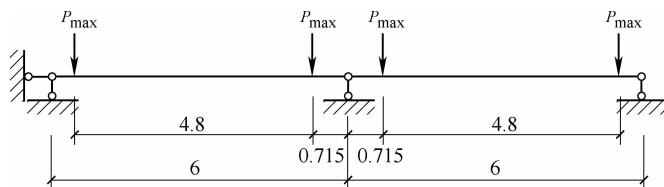


图 3.4.3 (尺寸单位: m)

3) 取最大值 548.8kN。

(2) 根据《建筑结构荷载规范》表 6.2.2，计算排架时 2 台中级工作制吊车的折减系数为

0.9。

(3) 分项系数取 1.4, $D = 0.9 \times 1.4 \times 548.8 = 691.48 \text{ kN}$, (B) 正确。

【简解】

(1) 如图 3.4.2 所示:

$$D_k = P_{\max} + P_{\max} \times \frac{6 - 4.8}{6} + P_{\max} \times \frac{6 - 1.43}{6} = 1.96 \times 280 = 548.8 \text{ kN}$$

(2) 如图 3.4.3 所示:

$$D_k = 2 \times \left(P_{\max} \times \frac{6 - 0.715}{6} + P_{\max} \times \frac{6 - 4.8 - 0.715}{6} \right) = 2 \times 0.96 \times 280 = 537.6 \text{ kN}$$

取最大值 548.8 kN。

(3) 根据《荷规》表 6.2.2, 折减系数取 0.9。

(4) $D = 0.9 \times 1.4 \times 548.8 = 691.48 \text{ kN}$, (B) 正确。

真题

【3.4.3】~【3.4.4】 (2005 年一级考题)

某单层双跨等高钢筋混凝土柱厂房, 其平面布置图、排架简图及边柱尺寸如图 3.4.4 所示。该厂房每跨各设有 20/5t 桥式软钩吊车两台, 吊车工作级别为 A6 级, 吊车参数见表 3.4.1。提示: $1\text{t} \approx 10\text{kN}$ 。

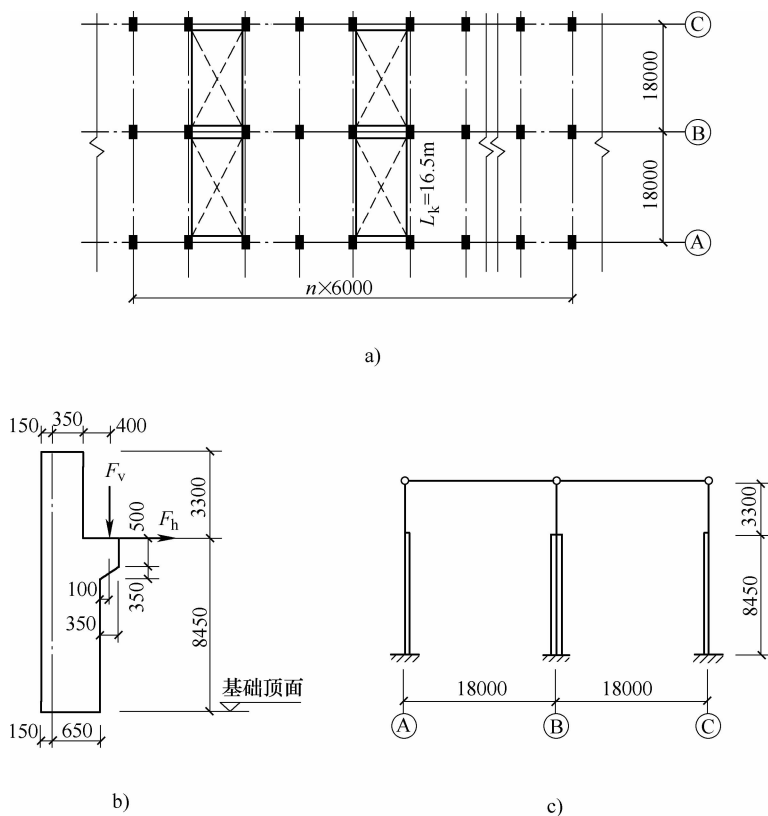


图 3.4.4

a) 平面布置图 b) 边柱尺寸图 c) 排架简图

表 3.4.1 吊车参数

起重量 Q/t	吊车宽度 B/m	轮距 K/m	最大轮压 $P_{\max}/kN$	最小轮压 $P_{\min}/kN$	吊车总重量 G/t	小车重 q/t
20/5	5.94	4.00	178	43.7	23.5	6.8

真题

【3.4.3】 (2005 年一级考题)

试问, 当进行仅有两台吊车参与组合的横向排架计算时, 作用在边跨柱牛腿顶面的最大吊车竖向荷载 (标准值) $D_{\max}$ (kN)、最小吊车竖向荷载 (标准值) $D_{\min}$ (kN), 分别与下列哪一组数值最为接近?

- (A) 178, 43.7 (B) 201.5, 50.5 (C) 324, 80 (D) 342, 83.9

【答案】 (D)

【详解】

(1) 牛腿支座反力影响线如图 3.4.5 所示, $\sum y_i = \frac{60}{6000} + \frac{4060}{6000} + 1 + \frac{2000}{6000} = 2.02$ 。

(2) 根据《建筑结构荷载规范》表 6.2.2, 荷载折减系数 0.95, 竖向荷载标准值为:

$D_{\max} = 0.95 \times 178 \times 2.02 = 341.6 \text{ kN}$; $D_{\min} = 0.95 \times 43.7 \times 2.02 = 83.86 \text{ kN}$, (D) 正确。

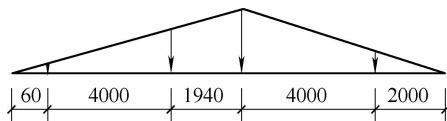


图 3.4.5

【简解】

(1) 由反力影响线得: $\sum y_i = \frac{60}{6000} + \frac{4060}{6000} + 1 + \frac{2000}{6000} = 2.02$ 。

(2) 根据《荷规》表 6.2.2, 折减系数 0.95, 标准值为:

$D_{\max} = 0.95 \times 178 \times 2.02 = 341.6 \text{ kN}$; $D_{\min} = 0.95 \times 43.7 \times 2.02 = 83.86 \text{ kN}$, (D) 正确。

真题

【3.4.4】 (2005 年一级考题)

已知作用在每个吊车车轮上的横向水平荷载 (标准值) 为 T_Q , 试问, 在进行排架计算时, 作用在⑧轴柱上的最大吊车横向水平荷载 (标准值) H , 应与下列何项表达式最为接近?

- (A) $1.5T_Q$ (B) $2.5T_Q$ (C) $3.5T_Q$ (D) $4.8T_Q$

【答案】 (B)

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》6.2.1 条, 仅 2 台吊车参与组合, 影响线如图 3.4.5 右半部所示。

$$\sum y_i = 2 \times \left(1 + \frac{2000}{6000} \right) = 2.67$$

(2) 根据《建筑结构荷载规范》表 6.2.2 条, 荷载折减系数为 0.95。

$H = 0.95 \times 2.67 \times T_Q = 2.54T_Q$, (B) 正确。

【简解】

(1) 根据《荷规》6.2.1 条, 考虑 2 台吊车: $\sum y_i = 2 \times \left(1 + \frac{2000}{6000} \right) = 2.67$ 。

(2) 根据《荷规》表 6.2.2, 折减系数取为 0.95, $H = 0.95 \times 2.67 \times T_Q = 2.54T_Q$, (B) 正确。

真题**【3.4.5】** (2010 年一级考题)

某单层工业厂房为钢结构，厂房柱距 21m，设置有两台重级工作制的软钩桥式吊车，吊车每侧有四个车轮，最大轮压标准值 $P_{k,max} = 355\text{kN}$ ，吊车轨道高度 $h_R = 150\text{mm}$ 。每台吊车的轮压分布如图 3.4.6a 所示。吊车梁为焊接，工字形截面如图 3.4.6b 所示，采用 Q345-C 钢制作，焊条采用 E450 型。图中长度单位为 mm。

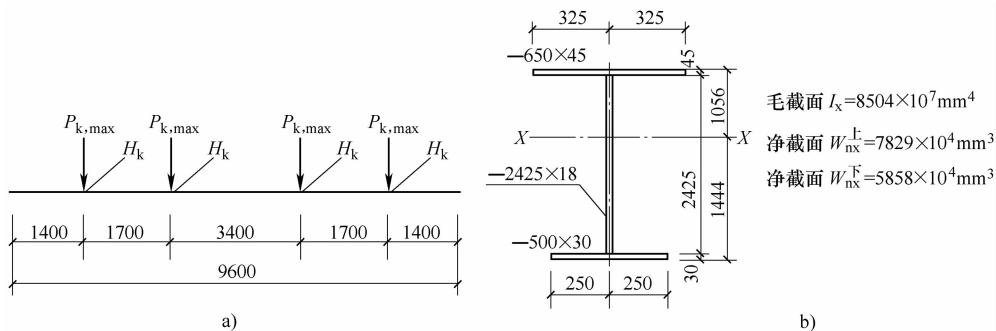


图 3.4.6

厂房排架分析时，假定两台吊车同时作用，试问，柱牛腿由吊车荷载引起的最大竖向反力标准值 (kN)，与下列何项数值最为接近？

(A) 2913

(B) 2191

(C) 2081

(D) 1972

【答案】 (C)**【详解】**

(1) 两台吊车的车轮布置如图 3.4.7 所示。

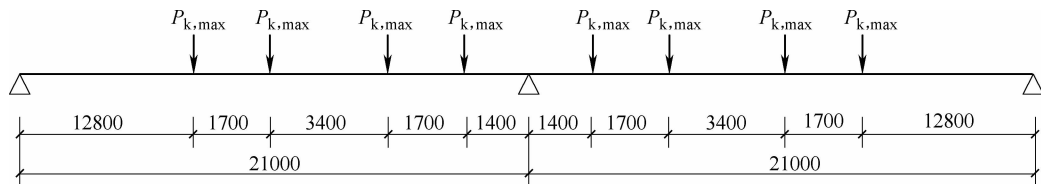


图 3.4.7

(2) 根据《建筑结构荷载规范》表 6.2.2，荷载折减系数取 0.95：

$$R = 0.95 \times 355 \times \frac{(21 - 1.4) + (21 - 3.1) + (21 - 6.5) + 12.8}{21} \times 2 = 2081\text{kN}, \text{ (C) 正确。}$$

【简解】

$$(1) \text{ 根据支座影响线得: } \sum y_i = \frac{(21 - 1.4) + (21 - 3.1) + (21 - 6.5) + 12.8}{21} \times 2 = 6.17。$$

(2) 根据《荷规》表 6.2.2，荷载折减系数取 0.95： $R = 0.95 \times 355 \times 6.17 = 2081\text{kN}$ ，(C) 正确。

第四章 雪 荷 载

一、基本雪压

（一）各城市的雪压值

雪压是指单位面积地面上积雪的自重，《建筑结构荷载规范》表 E.5 给出了重现期分别为 10 年、50 年、100 年的全国各城市雪压值。

表 E.5 全国各城市的雪压					
省市名	城市名	雪压 (kN/m ²)			雪荷载准永久值 系数分区
		R = 10	R = 50	R = 100	
北京	北京市	0.25	0.40	0.45	Ⅱ
天津	天津市	0.25	0.40	0.45	Ⅱ
	塘沽	0.20	0.35	0.40	Ⅱ
上海	上海市	0.10	0.20	0.25	Ⅲ
重庆	重庆市	—	—	—	—
	奉节	0.20	0.35	0.40	Ⅲ
	梁平	—	—	—	—
	万州	—	—	—	—
	涪陵	—	—	—	—
	金佛山	0.35	0.50	0.60	Ⅱ

（二）重现期为 50 年的基本雪压

基本雪压是指当地空旷平坦地面上根据气象记录资料经统计得到的在结构使用期间可能出现的最大雪压值。

《建筑结构荷载规范》规定：

2.1.21 基本雪压 reference snow pressure
雪荷载的基准压力，一般按当地空旷平坦地面上积雪自重的观测数据，经概率统计得出 50 年一遇最大值确定。
7.1.2 基本雪压应采用按本规范规定的方法确定的 50 年重现期的雪压。

重现期为 50 年的最大雪压即为传统意义上的 50 年一遇的基本雪压，是指平均每 50 年有可能出现一次达到或超过的雪压值，或者每年出现达到或超过该值的概率为 1/50，也即每年出现的最大雪压低于该值的保证率为 98%。

（三）不同设计使用年限的基本雪压

《建筑结构荷载规范》3.2.5 条 2 款的规定和条文说明指出：

3.2.5

2 对雪荷载,应取重现期为设计使用年限,按本规范第 E.3.3 条的规定确定基本雪压。

条文说明:

对于雪荷载,可通过选择不同重现期的值来考虑设计使用年限的变化。

本规范在附录 E 除了给出重现期为 50 年(设计基准期)的基本雪压外,也给出了重现期为 10 年和 100 年的雪压值,可供选用。

(四) 对雪荷载敏感结构的基本雪压

《建筑结构荷载规范》规定:

7.1.2 对雪荷载敏感的结构,应采用 100 年重现期的雪压。

对雪荷载敏感的结构主要是指大跨、轻质屋盖结构,此类结构的雪荷载经常是控制荷载,极端雪荷载作用下容易造成结构整体破坏,后果特别严重,因此基本雪压要适当提高,采用 100 年重现期的雪压。

(五) 山区的雪荷载

《建筑结构荷载规范》规定:

7.1.4 山区的雪荷载应通过实际调查后确定。当无实测资料时,可按当地邻近空旷平坦地面的雪荷载值乘以系数 1.2 采用。

二、雪荷载标准值

《建筑结构荷载规范》规定:

7.1.1 屋面水平投影面上的雪荷载标准值应按下列公式计算:

$$s_k = \mu_r s_0 \quad (7.1.1)$$

式中 s_k ——雪荷载标准值 (kN/m^2);

μ_r ——屋面积雪分布系数;

s_0 ——基本雪压 (kN/m^2)。

屋面积雪分布系数就是屋面水平投影面积上的雪荷载 s_k 与基本雪压 s_0 的比值,实际也就是地面基本雪压换算为屋面雪荷载的换算系数。它与屋面形式、朝向及风力等有关。

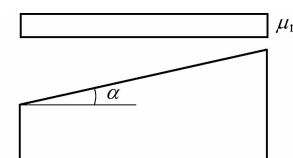
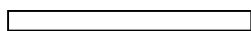
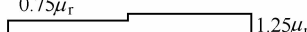
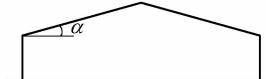
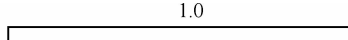
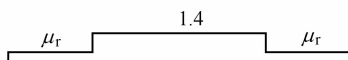
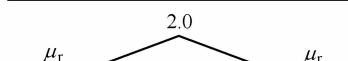
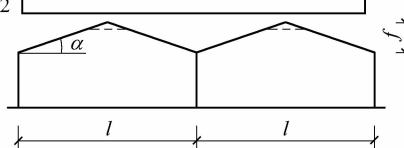
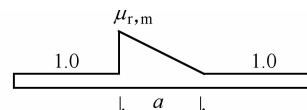
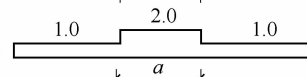
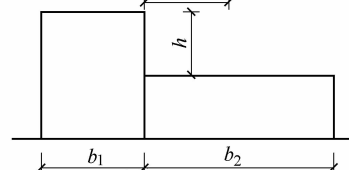
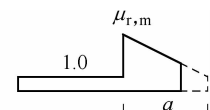
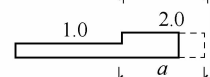
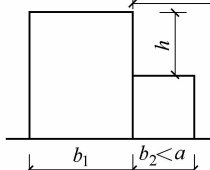
三、屋面积雪分布系数

建筑结构设计所需的是屋面雪载,而基本雪压是地面雪压,把地面雪压转换成屋面雪载就是通过屋面积雪分布系数来完成的,因为屋面雪载受到房屋朝向屋顶形状、采暖情况、周围环境、地形地势、风速、风向和扫雪等影响,是个比较复杂的问题,《建筑结构荷载规范》表 7.2.1 给出了屋面积雪分布系数供设计使用。

《建筑结构荷载规范》规定:

7.2.1 屋面积雪分布系数应根据不同类别的屋面形式，按表 7.2.1 采用。

表 7.2.1 屋面积雪分布系数

项次	类别	屋面形式及积雪分布系数 μ_r	备注																		
1	单跨单坡屋面	μ_r <table><tr><td>α</td><td>$\leq 25^\circ$</td><td>30°</td><td>35°</td><td>40°</td><td>45°</td><td>50°</td><td>55°</td><td>$\geq 60^\circ$</td></tr><tr><td>μ_r</td><td>1.0</td><td>0.85</td><td>0.7</td><td>0.55</td><td>0.4</td><td>0.25</td><td>0.1</td><td>0</td></tr></table>	α	$\leq 25^\circ$	30°	35°	40°	45°	50°	55°	$\geq 60^\circ$	μ_r	1.0	0.85	0.7	0.55	0.4	0.25	0.1	0	—
α	$\leq 25^\circ$	30°	35°	40°	45°	50°	55°	$\geq 60^\circ$													
μ_r	1.0	0.85	0.7	0.55	0.4	0.25	0.1	0													
2	单跨双坡屋面	均匀分布的情况  μ_r 不均匀分布的情况  $0.75\mu_r$ $1.25\mu_r$ 	μ_r 按第 1 项规定采用																		
7	双跨双坡或拱形屋面	均匀分布的情况  1.0 不均匀分布的情况 1  μ_r 1.4 μ_r 不均匀分布的情况 2  μ_r 2.0 μ_r 	μ_r 按第 1 或 3 项规定采用																		
8	高低屋面	情况 1:  $\mu_{r,m}$ 1.0 a 1.0 情况 2:  1.0 2.0 1.0 a h $a = 2h (4\text{m} < a < 8\text{m})$$\mu_{r,m} = (b_1 + b_2) / 2h (2.0 \leq \mu_{r,m} \leq 4.0)$  $\mu_{r,m}$ 1.0 a 1.0  1.0 2.0 a h $b_2 < a$	—																		

注：1. 第 2 项单跨双坡屋面仅当坡度 α 在 $20^\circ \sim 30^\circ$ 范围时，可采用不均匀分布情况。
2. 第 4、5 项只适用于坡度 α 不大于 25° 的一般工业厂房屋面。
3. 第 7 项双跨双坡或拱形屋面，当 α 不大于 25° 或 f/l 不大于 0.1 时，只采用均匀分布情况。
4. 多跨屋面的积雪分布系数，可参照第 7 项的规定采用。

四、积雪的分布

《建筑结构荷载规范》规定：

- 7.2.2 设计建筑结构及屋面的承重构件时，应按下列规定采用积雪的分布情况：
- 1 屋面板和檩条按积雪不均匀分布的最不利情况采用；
 - 2 屋架和拱壳应分别按全跨积雪的均匀分布、不均匀分布和半跨积雪的均匀分布按最不利情况采用；
 - 3 框架和柱可按全跨积雪的均匀分布情况采用。

五、算例

【4.5.1】 计算檩条承受的雪荷载

条件：某仓库屋盖为黏土瓦、木望板、木椽条、圆木檩条、木屋架结构体系，其剖面如图 4.5.1 所示，屋面坡度 $\alpha = 26.56^\circ$ ($26^\circ 34'$)，木檩条沿屋面方向间距 1.5m，计算跨度 3m，该地区基本雪压为 0.35kN/m^2 。

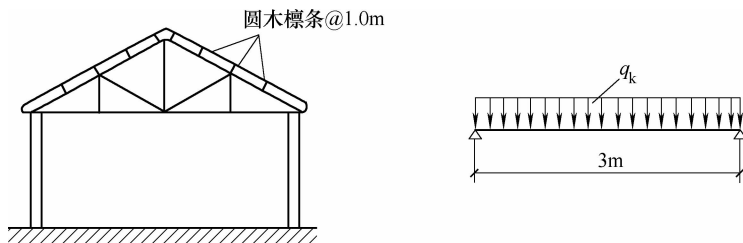


图 4.5.1 檩条所受雪荷载

要求：确定作用在檩条上由屋面积雪荷载产生沿檩条跨度的均布线荷载标准值。

【解答】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》7.2.2 条第 1 款的规定，檩条的积雪荷载应按不均匀分布的最不利情况考虑。

(2) $25^\circ < \alpha = 26.56^\circ < 30^\circ$ 符合表 7.2.1 中注 1 的规定，按表 7.2.1 第 2 项的规定，取不均匀分布的最不利屋面积雪分布系数为 $1.25\mu_r$ 。

(3) 根据《建筑结构荷载规范》表 7.2.1 第 1 项，内插求屋面积雪分布系数

$$\mu_r = 1 - \frac{1.56}{5} \times 0.15 = 0.95$$

(4) 根据《建筑结构荷载规范》式 (7.1.1) 得：

$$s_k = 1.25\mu_r s_0 = 1.25 \times 0.95 \times 0.35 = 0.42\text{kN/m}^2$$

(5) 檩条沿屋面方向的间距为 1.5m，因此雪荷载产生的檩条均布线荷载为

$$\begin{aligned} q_k &= s_k \times 1.5 \cos \alpha = 0.42 \times 1.5 \times \cos 26.56^\circ \\ &= 0.56\text{kN/m} \end{aligned}$$

【4.5.2】 计算屋面板承受的雪荷载

条件：某单跨带天窗工业厂房，屋盖为 $1.5\text{m} \times 6\text{m}$ 预应力混凝土大型屋面板、预应力混凝土屋架承重体系，当地的基本雪压为 0.4kN/m^2 ，其剖面图如图 4.5.2 所示。

要求：确定设计屋面板时应考虑的雪荷载标准值。

【答案】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》7.2.2 条 1 款，屋面板和檩条按积雪不均匀分布的最不利情况采用。

(2) 查《建筑结构荷载规范》表 7.2.1 第 4 项，分布不均匀情况的屋面积雪分布系数取 1.1。

(3) 根据《建筑结构荷载规范》式 (7.1.1) 计算雪荷载标准值：

$$s_k = \mu_r s_0 = 1.1 \times 0.4 = 0.44 \text{ kN/m}^2$$

【4.5.3】 高低屋面房屋屋面板承受的雪荷载

条件：某高低屋面房屋，其屋面承重结构为现浇钢筋混凝土双向板。房屋的平面图及剖面图如图 4.5.3 所示，当地的基本雪压为 0.45 kN/m^2 。

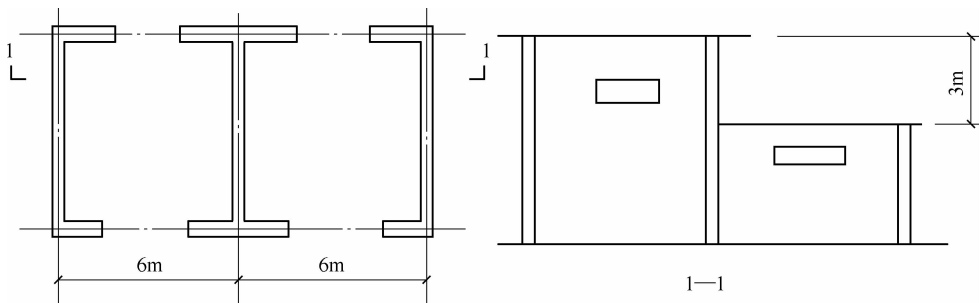


图 4.5.3 房屋平面图及剖面图

要求：确定高跨及低跨钢筋混凝土屋面板时应考虑的雪荷载标准值。

【解答】

(1) 取《建筑结构荷载规范》表 7.2.1 第 8 项计算雪荷载标准值。

(2) 高跨屋面板取 $\mu_r = 1.0$, $s_k = \mu_r s_0 = 1.0 \times 0.45 = 0.45 \text{ kN/m}^2$ 。

(3) 根据《建筑结构荷载规范》7.2.2 条第 1 款，低跨屋面板的雪荷载按积雪不均匀分布的最不利情况采用，因此分别计算表 7.2.1 第 8 项中两种情况，取最不利情况。

(4) 情况 1: $\mu_{r,m} = (b_1 + b_2)/2h$ ($2.0 \leq \mu_{r,m} \leq 4.0$)

$$\mu_{r,m} = (6 + 6)/(2 \times 3) = 2.0$$

情况 2: $\mu_r = 2.0$

按情况 2 计算低跨雪荷载标准值: $s_k = \mu_r s_0 = 2.0 \times 0.45 = 0.90 \text{ kN/m}^2$ 。

(5) $a = 2h = 2 \times 3 = 6 \text{ m}$, $b_2 = 6 \text{ m}$, $a = b_2$ 。因此低跨雪荷载均取 0.90 kN/m^2 。

【4.5.4】 雪荷载在桁架斜腹杆内产生的内力

条件：某桁架如图 4.5.4 所示，屋架间距 4m，檩条支承在屋架节点，基本雪压为 0.55 kN/m^2 。

要求：杆 b 中由雪荷载产生的内力标准值。

【解答】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》7.2.2 条第 2 款，

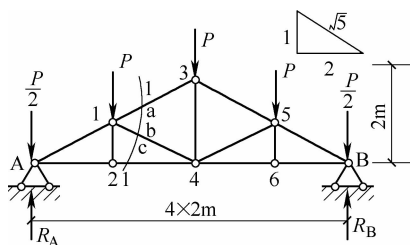


图 4.5.4

屋架和拱壳应分别按全跨积雪的均匀分布、不均匀分布和半跨积雪的均匀分布按最不利情况采用。

(2) 全跨积雪均匀分布:

屋架坡度 $\tan\alpha = \frac{1}{2}$, $\alpha = 26.56^\circ$, 查《建筑结构荷载规范》表 7.2.1 项 1 和项 2 得积雪分布系数 $\mu_r = 0.95$ 。

屋架间距 4m, 节点间水平距离 2m, 基本雪压 0.55kN/m^2 ,

节点荷载为: $P = 4 \times 2 \times 0.55 \times 0.95 = 4.18\text{kN}$

支座反力: $R = 2P = 2 \times 4.18 = 8.36\text{kN}$

如图 4.5.5 所示, 取隔离体求 b 杆轴力, 对 A 点取矩, b 杆内力 N_b 在节点 4 处分解为水平力 N_{bx} 和竖向力 N_{by} 。

$$\sum M_A = 0 \quad P \times 2 + N_{bx} \times 0 + N_{by} \times 4 = 0 \quad N_{by} = -\frac{P}{2}$$

$$N_b = \sqrt{5}N_{by} = \sqrt{5} \times \left(-\frac{P}{2}\right) = -4.67\text{kN} \text{ (压)}$$

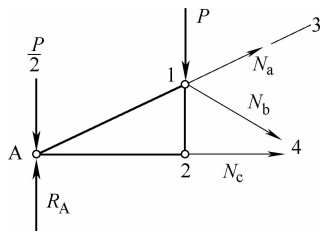


图 4.5.5

(3) 左半跨积雪均匀分布如图 4.5.6a 所示。

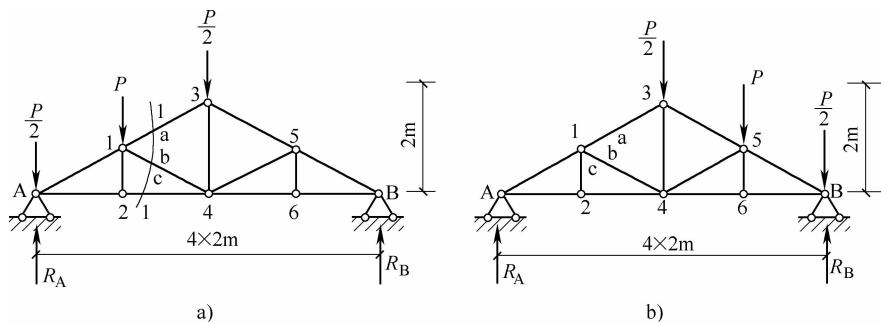


图 4.5.6

作 1-1 截面, 解答过程同上, 得 $N_b = \sqrt{5}N_{by} = \sqrt{5} \times \left(-\frac{P}{2}\right) = -4.67\text{kN} \text{ (压)}$

(4) 右半跨积雪均匀分布如图 4.5.6b 所示。

b 杆为零杆: $N_b = 0$

(5) 全跨积雪不均匀分布:

根据《建筑结构荷载规范》表 7.2.1 项 2 的不均匀分布情况布置积雪, 如图 4.5.7 所示。

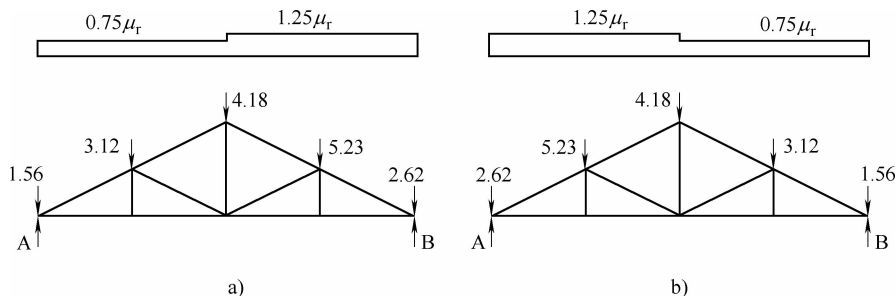


图 4.5.7

各个节点处的雪荷载集中力如图 4.5.7 所示。

由图 4.5.7a 得: $N_b = -\frac{\sqrt{5}}{2}P = -\frac{\sqrt{5}}{2} \times 3.12 = -3.49\text{kN}$

由图 4.5.7b 得: $N_b = -\frac{\sqrt{5}}{2}P = -\frac{\sqrt{5}}{2} \times 5.23 = -5.85\text{kN}$

(6) b 杆最大内力标准值为 $N_b = -5.85\text{kN}$ 。

【4.5.5】 拱形刚架的雪荷载

条件: 一双跨的门式拱形刚架如图 4.5.8 所示, 柱距 6m, 该刚架的梁柱节点处拱形梁与水平线间的夹角为 20° 。拱形梁上铺设槽钢檩条和压型钢板。檩条间距为 2m, 计算跨度为 6m。该地区的基本雪压 $s_0 = 0.4\text{kN/m}^2$ 。

要求: 中柱部位的檩条上由屋面积雪荷载产生的线荷载标准值 q_s 。

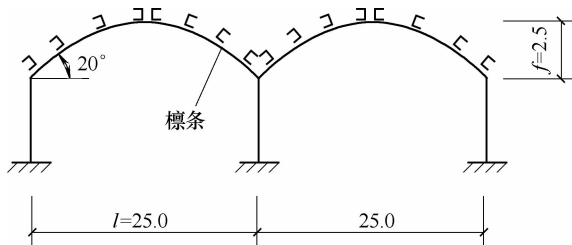


图 4.5.8 (单位: m)

【解答】

(1) $\frac{f}{l} = \frac{2.5}{25} = 0.1$ 。

(2) 根据《建筑结构荷载规范》表 7.2.1 注 3, 第 7 项双跨双坡或拱形屋面, 当 α 不大于 25° 或 f/l 不大于 0.1 时, 只采用均匀分布情况; 本题只采用均匀分布情况, $s_k = 1.0 \times 0.4 = 0.4\text{kN/m}^2$ 。

(3) $q_s = 2 \times \cos 20^\circ \times 0.4 = 0.752\text{kN/m}$ 。

第五章 风 荷 载

第一节 基 本 风 压

一、风压

当风以一定的速度向前运动遇到阻碍时，将对阻碍物产生压力，即为风压，用 w 表示。

设速度为 v 的一定截面的气流冲击面积较大的结构物时，由于受到阻碍，气流改向四周外围扩散，形成压力气幕，如图 5.1.1 所示。如果气流原先的压力强度为 w_b ，气流冲击结构物后速度逐渐减小，其截面中心一点的速度减小至零时，在该点处产生的最大气流压强，设为 w_m 。则结构物受气流冲击的最大压力强度为 $w_m - w_b$ ，此即工程上所定义的风压，记为 w 。

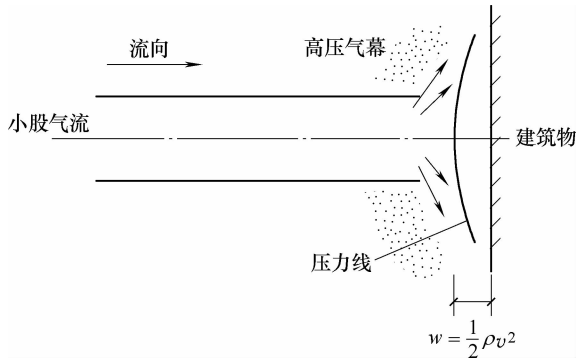


图 5.1.1

二、“基本风压”的定义

《建筑结构荷载规范》的定义：

2.1.22 基本风压 reference wind pressure

风荷载的基准压力，一般按当地空旷平坦地面上 10m 高度处 10min 平均的风速观测数据，经概率统计得出 50 年一遇最大值确定的风速，再考虑相应的空气密度，按贝努利（Bernoulli）公式（E.2.4）确定的风压。

三、贝努利公式

《建筑结构荷载规范》给出了“基本风压”的计算公式

E.2.4 基本风压应按下列规定确定：

- 1 基本风压 w_0 应根据基本风速按下式计算：

$$w_0 = \frac{1}{2} \rho v_0^2 \quad (\text{E.2.4-1})$$

式中 v_0 ——基本风速；

ρ ——空气密度 (t/m^3)。

在《建筑结构荷载规范》8.1.2条“条文说明”中称式(E.2.4-1)为贝努利公式。

基本风压 w_0 是根据当地气象台站历年来的最大风速记录,按基本风速的标准要求,将不同风速仪高度和时次时距的年最大风速,统一换算为离地 10m 高,自记 10min 平均年最大风速数据,经统计分析确定重现期为 50 年的最大风速,作为当地的基本风速 v_0 ,再按以下贝努利公式计算得到:

$$w_0 = \frac{1}{2} \rho v_0^2$$

四、有关“基本风压”的规定

(一)《建筑结构荷载规范》的规定

1. 风压值

E.3.4 全国各城市重现期为 10 年、50 年和 100 年的风压值可按表 E.5 采用

表 E.5 全国各城市的风压

省市名	城 市 名	风压(kN/m ²)		
		$R=10$ 年	$R=50$ 年	$R=100$ 年
北京	北京市	0.30	0.45	0.50
天津	天津市	0.30	0.50	0.60
	塘沽	0.40	0.55	0.65
上海	上海市	0.40	0.55	0.60

2. 重现期为 50 年的“基本风压”

8.1.2 基本风压应采用按本规范规定的方法确定的 50 年重现期的风压,但不得小于 0.3kN/m^2 。

8.1.3 全国各城市的基本风压值应按本规范附录 E 中表 E.5 重现期 R 为 50 年的值采用。

3. 设计使用年限的调整

对设计使用年限为 10 年和 100 年的基本风压,《建筑结构荷载规范》3.2.5 条规定:

3.2.5 条 2 款

对风荷载,应取重现期为设计使用年限,按本规范第 E.3.3 条的规定确定基本风压,或按有关规范的规定采用。

条文说明:

对于风荷载,可通过选择不同重现期的值来考虑设计使用年限的变化。本规范在附录 E 除了给出重现期为 50 年(设计基准期)的基本风压外,也给出了重现期为 10 年和 100 年的风压,可供选用。

4. 对风荷载比较敏感结构的风荷载

8.1.2 对于高层建筑、高耸结构以及对风荷载比较敏感的其他结构，基本风压的取值应适当提高，并应符合有关结构设计规范的规定。

条文说明：

对风荷载比较敏感的高层建筑和高耸结构，以及自重较轻的钢木主体结构，这类结构风荷载很重要，计算风荷载的各种因素和方法还不十分确定，因此基本风压应适当提高。如何提高基本风压值，仍可由各结构设计规范，根据结构的自身特点作出规定，没有规定的可以考虑适当提高其重现期来确定基本风压。

5. 围护结构的基本风压

8.1.2（条文说明）：

对于此类结构物（敏感结构）中的围护结构，其重要性主体结构相比要低些，仍可取 50 年重现期的基本风压。

（二）《高层建筑混凝土结构技术规程》的规定

4.2.2 基本风压应按照现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定采用。对风荷载比较敏感的高层建筑，承载力设计时应按基本风压的 1.1 倍采用。

“条文说明”：

对风荷载是否敏感，主要与高层建筑的体型、结构体系和自振特性有关，目前尚无实用的划分标准。一般情况下，对于房屋高度大于 60m 的高层建筑，承载力设计时风荷载计算可按基本风压的 1.1 倍采用。

本条的规定，对设计使用年限为 50 年和 100 年的高层建筑结构都是适用的。

（三）《烟囱设计规范》的规定

5.2.1 基本风压按国家标准《建筑结构荷载规范》（GB 50009）规定的 50 年一遇的风压采用，但基本风压不得小于 0.35kN/m^2 。对于安全等级为一级的烟囱，基本风压应按 100 年一遇的风压采用。

真题

【5.1.1】（1999 年一级考题）

风荷载是高层建筑的主要荷载，对一般高层建筑（丙类建筑）应按多少年一遇的基本风压设计？

- (A) 50 年 (B) 100 年 (C) 30 年 (D) 80 年

【答案】（A）

【详解】

（1）根据《高层建筑混凝土结构技术规程》4.2.2 条，基本风压按照现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定采用。

（2）根据《建筑结构荷载规范》8.1.2 条，基本风压应采用按本规范规定的方法确定的 50 年重现期的风压。

【简解】 根据《高规》4.2.2 条和《荷规》8.1.2 条，重现期为 50 年，（A）正确。

真题

【5.1.2】（2004 年二级考题，因规范改版，本题已作相应调整）

以下论述哪项不符合相关规范、规程？

- (A) 基本风压 w_0 可根据重现期为 50 年的最大风速，作为当地的基本风速 v_0 ，再根据风速确定 $w_0 = \frac{1}{2}\rho v_0^2$ (ρ 为空气密度)
- (B) 设计使用年限为 50 年或 100 年，高度大于 60m 的高层建筑，承载力设计时风荷载计算可按 50 年或 100 年的基本风压的 1.1 倍采用
- (C) 楼层的侧向刚度比可取该层剪力和该层层间位移的比值
- (D) 抗震设计时，钢筋混凝土柱轴压比和剪力墙轴压比中的轴向压力，均采用地震作用组合的轴向压力

【答案】 (D)

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》8.1.2 条，基本风压应采用按本规范的方法确定的 50 年重现期的风压；8.1.2 条条文说明，经统计分析确定重现期为 50 年的最大风速，作为当地的基本风速 v_0 ，再按以下贝努利公式计算得到： $w_0 = \frac{1}{2}\rho v_0^2$ 。(A) 正确。

(2) 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》4.2.2 条及条文说明，一般情况下，对于房屋高度大于 60m 的高层建筑，承载力设计时风荷载计算可按基本风压的 1.1 倍采用。本条规定，对设计使用年限为 50 年和 100 年的高层建筑结构都是适用的。(B) 正确。

(3) 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》3.5.2 条，(C) 正确。

(4) 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》表 6.4.2 注 1，表 7.2.13 小注可知，(D) 错误。

【简解】 根据《高规》表 7.2.13 小注可知，(D) 错误。

第二节 结构的风力与风效应

一、结构的风力

任一水平风作用在任意截面的物体表面如图 5.2.1 所示，都会在其表面产生风压，将物体表面所受的风压沿表面积分可得到三种力——顺风向力 P_D 、横风向力 P_L 及扭力矩 P_M 。

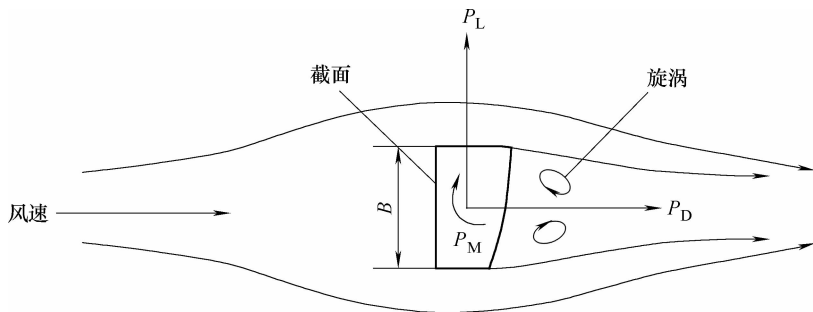


图 5.2.1 风流经任意截面物体所产生的力

由上述风力引起的结构内力、位移、速度和加速度响应等统称为结构风效应。

对于对称结构，扭力矩影响较小，一般常不考虑它的作用；对于不对称结构，特别是严重

不对称的，才考虑风力矩的作用。

二、结构的风效应

结构的风效应包括三个方面：顺风向效应、横风向效应及扭转风效应。

（一）顺风向效应

顺风向效应是由顺风力引起的，在一般情况下它起主要作用，它可分为平均风和脉动风两部分。在风的顺风向风速时程曲线中包括两种成分，如图 5.2.2 所示：一种是长周期成分，其周期一般在 10min 以上；另一种是短周期成分，其周期一般只有几秒。根据风的这一特点，实际中常把顺风向风作用分解为平均风和脉动风（即阵风脉动）两部分加以分析。

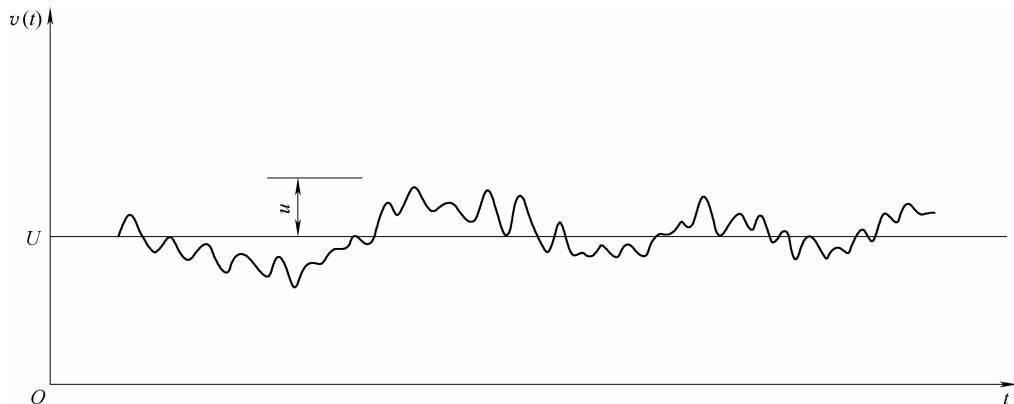


图 5.2.2 顺风向平均风速 U 和脉动风速 u

平均风相对稳定，虽然受风的长周期成分影响也存在动力响应，但由于风的长周期远大于一般结构的自振周期，因此这种动力影响很小，可以把平均风对结构作用力的速度、方向及其他物理量都看成不随时间而改变，按静力作用处理。

脉动风是由于风的不规则性引起的，其强度随时间随机变化，由于脉动周期较短，与一些工程结构的自振周期较接近，因而会使结构产生较强的动力响应，是引起结构顺风向振动的主要原因。结构应进行动力分析，按随机振动理论计算。

（二）横风向效应

建筑物在承受风力作用时，不但顺风向可能发生顺风向风振，在一定条件下，也可能发生横风向风振。横风向风振一般由不稳定的空气动力形成，其性质远比顺风向更为复杂，有可能产生旋涡脱落、驰振、颤振和扰振等空气动力现象。

（三）扭转风效应

扭转风荷载是由于建筑各个立面风压的非对称作用产生的，受截面形状和湍流度等因素的影响较大。建筑是否需要考虑扭转风振的影响，主要考虑建筑的高度、高宽比、深宽比、结构自振频率、结构刚度与质量的偏心等因素。

第三节 风压高度变化系数

一、风剖面图

如图 5.3.1 所示的风剖面图，表示在顺风向上不同高度的风速。

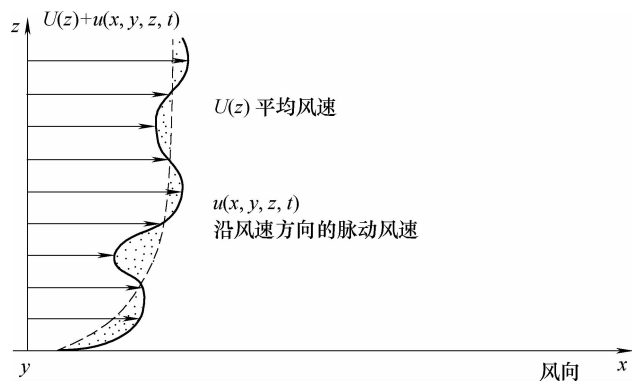


图 5.3.1 在顺风向不同高度的风速

平均风速由点画线表示，瞬时风速由实曲线表示。风速由平均风速 U 和脉动风速 u 组成。在 X 方向上沿高度越来越平滑。脉动风速由实线和点画线的差异部分表示，表明 u 在正负值间变化。水平脉动风速 U 正交于风向，垂直脉动风速在 0 值上下波动。

《建筑结构荷载规范》的“条文说明”指出：

8.2.1 在大气边界层内，风速随离地面高度增加而增大。当气压场随高度不变时，风速随高度增大的规律，主要取决于地面粗糙度和温度垂直梯度。通常认为在离地面高度为 300 ~ 550m 时，风速不再受地面粗糙度的影响，也即达到所谓“梯度风速”，该高度称之梯度风高度 H_G 。地面粗糙度等级低的地区，其梯度风高度比等级高的地区为低。

风速剖面主要与地面粗糙度和风气候有关。

二、地面粗糙度

粗糙的地面导致气流与地表之间产生摩擦，空气与地表之间摩擦力作用的结果出现如图 5.3.2 所示的旋涡，地面上平均风速为零处的高度大小反映了地面粗糙度的大小。

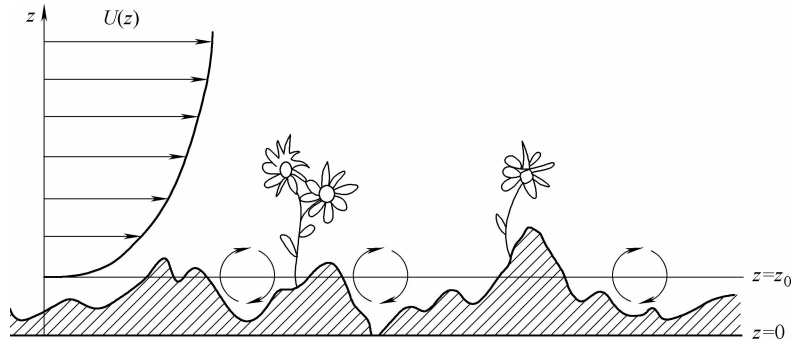


图 5.3.2 地面粗糙度示意图

2.1.23 地面粗糙度 terrain roughness

风在到达结构物以前吹越过 2km 范围内的地面时，描述该地面上不规则障碍物分布状况的等级。

8.2.1 地面粗糙度可分为 A、B、C、D 四类：

A 类指近海海面和海岛、海岸、湖岸及沙漠地区；B 类指田野、乡村、丛林、丘陵以及房屋比较稀疏的乡镇；C 类指有密集建筑群的城市市区；D 类指有密集建筑群且房屋较高的城市市区。

《建筑结构荷载规范》8.2.1 条的“条文说明”给出了“地面粗糙度”的近似确定原则：

在确定城区的地面粗糙度类别时，可按下述原则近似确定：

- 1 以拟建房 2km 为半径的迎风半圆影响范围内的房屋高度和密集度来区分粗糙度类别，风向原则上应以该地区最大风的风向为准，但也可取其主导风；
- 2 以半圆影响范围内建筑物的平均高度 $\bar{h}$ 来划分地面粗糙度类别，当 $\bar{h} \geq 18\text{m}$ ，为 D 类， $9\text{m} < \bar{h} < 18\text{m}$ ，为 C 类， $\bar{h} \leq 9\text{m}$ ，为 B 类；
- 3 影响范围内不同高度的面域可按下述原则确定，即每座建筑物向外延伸距离为其高度的面域内均为该高度，当不同高度的面域相交时，交叠部分的高度取大者；
- 4 平均高度 $\bar{h}$ 取各面域面积为权数计算。

真题

【5.3.1】（2010 年一级考题，因规范改版，本题已作相应调整）

某项目周边建筑的情况如图 5.3.3 所示，试问，该项目风荷载计算时所需的地面粗糙度类别，下列选项中何项符合规范要求？

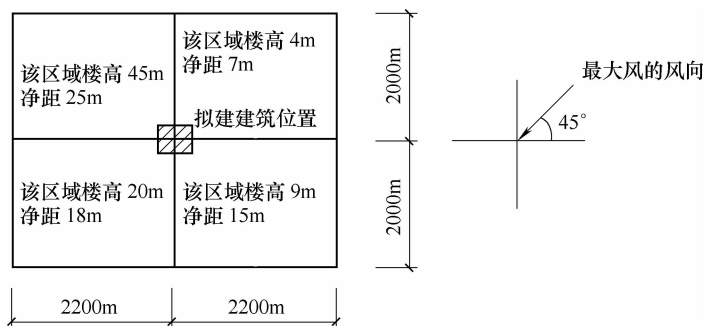


图 5.3.3

提示：按《建筑结构荷载规范》GB 50009 条文说明作答。

- (A) A 类 (B) B 类 (C) C 类 (D) D 类

【答案】(C)

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》8.2.1 条的条文说明：

1) 以拟建房 2km 为半径的迎风半圆影响范围内的房屋高度和密集度来区分粗糙度类别，因此取图 5.3.4 中虚线半圆范围来判断粗糙度。

2) 以半圆影响范围内建筑物的平均高度 $\bar{h}$ 来划分地面粗糙度类别，当 $\bar{h} \geq 18\text{m}$ ，为 D 类； $9\text{m} < \bar{h} < 18\text{m}$ ，为 C 类； $\bar{h} \leq 9\text{m}$ ，为 B 类。

3) 影响范围内不同高度的面域确定原则，每座建筑物向外延伸距离为其高度的面域均为该高度。图 5.3.4 中建筑物净距小于 2 倍楼高，符合本条原则。

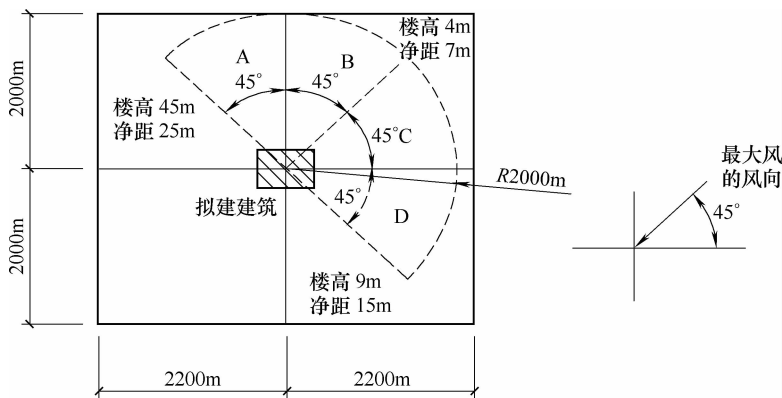


图 5.3.4

4) 平均高度 $\bar{h}$ 取各面域面积为权数计算, 图 5.3.4 中虚线半圆内 A、B、C、D 四块面积相等, 将每块面积取为单位 1。

$$(2) \bar{h} = \frac{45 \times 1 + 4 \times 2 + 9 \times 1}{4} = 15.5\text{m}, \text{ 为 C 类。 (C) 正确。}$$

【简解】 根据《荷规》8.2.1 条的条文说明, $\bar{h} = \frac{45 \times 1 + 4 \times 2 + 9 \times 1}{4} = 15.5\text{m}$, $9\text{m} < \bar{h} < 18\text{m}$, 为 C 类。(C) 正确。

三、风压高度变化系数

图 5.3.5 列出了不同地面粗糙度的风剖面图, 即风速随高度变化的示意图。

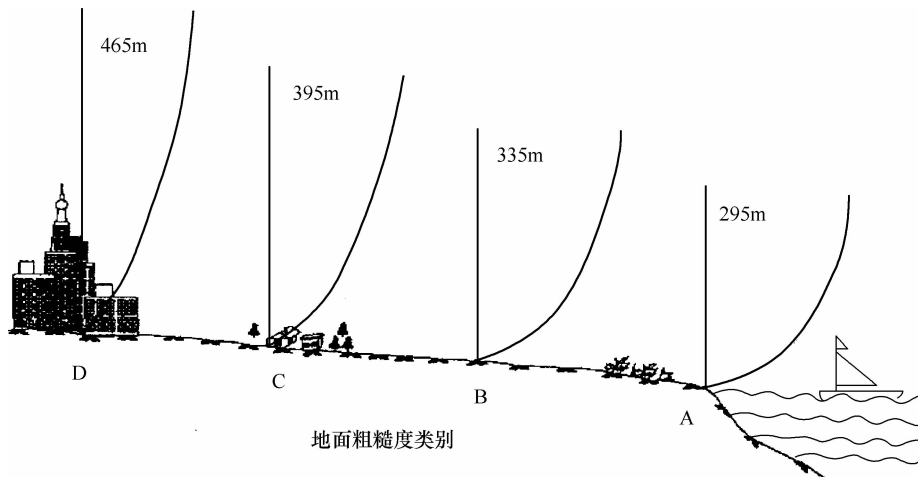


图 5.3.5 风速随高度的变化

风剖面图指出风速随离地面高度不同而变化, 离地面越高风速越大, 风压也就越大。设任意高度 z 处的风压为 w_z , 将其与标准高度 (离地面 10m) 处的基本风压 w_0 之比定义为风压高度变化系数 $\mu_z = w_z / w_0$ 。

《建筑结构荷载规范》规定:

8.2.1 对于平坦或稍有起伏的地形, 风压高度变化系数应根据地面粗糙度类别按表 8.2.1 确定。

表 8.2.1 风压高度变化系数 μ_z

离地面或海平面高度 /m	地面粗糙度类别			
	A	B	C	D
5	1.09	1.00	0.65	0.51
10	1.28	1.00	0.65	0.51
15	1.42	1.13	0.65	0.51
20	1.52	1.23	0.74	0.51
30	1.67	1.39	0.88	0.51
40	1.79	1.52	1.00	0.60
50	1.89	1.62	1.10	0.69
60	1.97	1.71	1.20	0.77
70	2.05	1.79	1.28	0.84
80	2.12	1.87	1.36	0.91
90	2.18	1.93	1.43	0.98
100	2.23	2.00	1.50	1.04

四、山区的修正

山区地势起伏多变, 对风速影响较为显著, 因而山区的基本风压与邻近平坦地区的基本风压有所不同。有如下特点:

(1) 山间盆地、谷地等闭塞地形, 由于四周高山对风的屏障作用, 一般比空旷平坦地面风速减小 10% ~ 25%, 相应风压减小 20% ~ 40%。

(2) 谷口、山口等开敞地形, 当风向与谷口或山口趋于一致时, 气流由开敞区流入狭窄区, 风速必然增大, 风速比一般空旷平坦地区增大 10% ~ 20%。

(3) 山顶、山坡等弧尖地形, 由于风速随高度增加和气流越过山峰时的抬升作用, 山顶和山坡的风速比山麓要大。

因此, 《建筑结构荷载规范》规定:

8.2.2 对于山区的建筑物, 风压高度变化系数除可按平坦地面的粗糙度类别由本规范表 8.2.1 确定外, 还应考虑地形条件的修正, 修正系数 η 应按下列规定采用:

1 对于山峰和山坡, 修正系数应按下列规定采用:

1) 顶部 B 处的修正系数可按下列式计算:

$$\eta_B = \left[1 + \kappa \tan \alpha \left(1 - \frac{z}{2.5H} \right) \right]^2 \quad (8.2.2)$$

式中 $\tan \alpha$ ——山峰或山坡在迎风面一侧的坡度; 当 $\tan \alpha$ 大于 0.3 时, 取 0.3;

κ ——系数, 对山峰取 2.2, 对山坡取 1.4;

H ——山顶或山坡全高 (m);

z ——建筑物计算位置离建筑物地面的高度 (m); 当 $z > 2.5H$ 时, 取 $z = 2.5H$ 。

2) 其他部位的修正系数, 可按图 8.2.2 所示, 取 A、C 处的修正系数 η_A 、 η_C 为 1, AB 间和 BC 间的修正系数按 η 的线性插值确定。

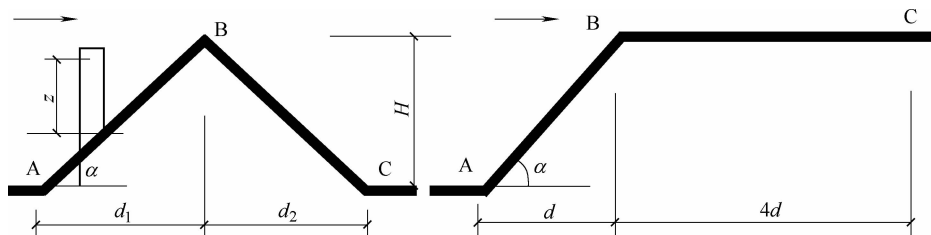


图 8.2.2 山峰和山坡的示意

- 2 对于山间盆地、谷地等闭塞地形, η 可在 0.75 ~ 0.85 选取。
- 3 对于与风向一致的谷口、山口, η 可在 1.20 ~ 1.50 选取。

真题

【5.3.2】 (2003 年一级考题, 因规范改版, 本题已作相应调整)

若一建筑物位于高度为 55m 的山坡顶部, 如图 5.3.6 所示, 试问建筑屋面 D 处的地形条件修正系数 η , 与下列何项数值最为接近。

- (A) 1.0 (B) 1.03
(C) 1.1 (D) 1.24

【答案】 (D)

【详解】 由《建筑结构荷载规范》8.2.2 条式 (8.2.2):

$$\eta_B = \left[1 + \kappa \tan \alpha \left(1 - \frac{z}{2.5H} \right) \right]^2$$

$$\kappa = 1.4, \tan \alpha = \frac{55}{100} = 0.55 > 0.3, \text{取 } \tan \alpha = 0.3,$$

$$z = 100\text{m} < 2.5H = 137.5\text{m}, \text{取 } z = 100\text{m}$$

$$\eta_B = \left[1 + 1.4 \times 0.3 \times \left(1 - \frac{100}{2.5 \times 55} \right) \right]^2 = 1.24, \text{(D) 正确。}$$

【简解】 根据《荷规》8.2.2 条:

$$\kappa = 1.4, \tan \alpha = \frac{55}{100} = 0.55 > 0.3, \text{取 } \tan \alpha = 0.3,$$

$$z = 100\text{m} < 2.5H = 137.5\text{m}, \text{取 } z = 100\text{m}$$

$$\eta_B = \left[1 + 1.4 \times 0.3 \times \left(1 - \frac{100}{2.5 \times 55} \right) \right]^2 = 1.24, \text{(D) 正确。}$$

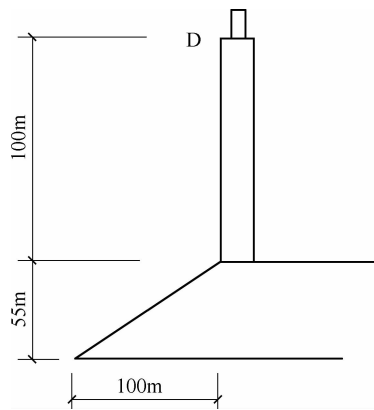


图 5.3.6

真题

【5.3.3】 (2005 年二级考题)

一幢平面为矩形的框架结构, 长 40m, 宽 20m, 高 30m, 位于山区。该建筑物原拟建在山坡下平坦地带 A 处, 现拟改在山坡上的 B 处, 如图 5.3.7 所示。建筑物顶部相同部位在两个不同位置所受到的风荷载标准值分别为 w_A 、 w_B (kN/m^2)。试问, w_B/w_A 的比值与下列何项数值最为接近?

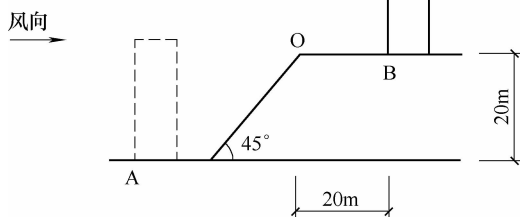


图 5.3.7

提示：不考虑风振系数的变化。

- (A) 1.0 (B) 1.1 (C) 1.3 (D) 1.4

【答案】 (C)

【详解】

(1) $w_B/w_A = \mu_{zB}/\mu_{zA} = \eta_B$ ，即求 B 处考虑地形的修正系数 η_B 。

(2) 根据《建筑结构荷载规范》8.2.2 条，O 点处的修正系数为：

$$\eta_B = \left[1 + \kappa \tan \alpha \left(1 - \frac{z}{2.5H} \right) \right]^2$$

$$\kappa = 1.4, \tan \alpha = 1 > 0.3 \text{ 取 } \tan \alpha = 0.3; z = 30\text{m} < 2.5H = 50\text{m} \text{ 取 } z = 30\text{m}$$

$$\eta_B = \left[1 + 1.4 \times 0.3 \times \left(1 - \frac{30}{2.5 \times 20} \right) \right]^2 = 1.36$$

(3) 根据《建筑结构荷载规范》(8.2.2-1-2) 条，离 O 点 $4d = 4 \times 20 = 80\text{m}$ 位置 $\eta = 1$ ，B 处的线性插值为： $\eta_B = 1.36 - \frac{20}{4 \times 20} \times 0.36 = 1.27$ ，(C) 正确。

【简解】

(1) 根据《荷规》8.2.2 条，O 处修正系数：

$$\eta_B = \left[1 + \kappa \tan \alpha \left(1 - \frac{z}{2.5H} \right) \right]^2$$

$$\kappa = 1.4, \tan \alpha = 1 > 0.3 \text{ 取 } \tan \alpha = 0.3; z = 30\text{m} < 2.5H = 50\text{m} \text{ 取 } z = 30\text{m}$$

$$\eta_B = \left[1 + 1.4 \times 0.3 \times \left(1 - \frac{30}{2.5 \times 20} \right) \right]^2 = 1.36$$

(2) B 处： $\eta_B = 1.36 - \frac{20}{4 \times 20} \times 0.36 = 1.27$ ，(C) 正确。

真题

【5.3.4】 (2010 年一级考题，因规范改版，本题已作相应调整)

某建筑拟建于山区平坦地 A 处，或建于高度为 50m 的山坡顶 B 处，如图 5.3.8 所示。在两地的楼高距地面 100m 处的顺风向荷载标准值分别为 w_A 与 w_B ，试确定其比值 (w_B/w_A) 最接近于下列何项数值？

提示： $2gI_{10} B_z \sqrt{1+R^2} = 2gI_{10} \sqrt{1+R^2} \times kH^{\alpha_1} \rho_s \rho_z \frac{\phi_1(z)}{\mu_z}$

为方便计算取 $2gI_{10} \sqrt{1+R^2} \times kH^{\alpha_1} \rho_s \rho_z \phi_1(z) \approx 1$ ，仅考虑 μ_z 的影响。

- (A) 0.95 (B) 1.00 (C) 1.12 (D) 1.36

【答案】 (C)

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》8.1.1 条， $w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0$ ，则 $\frac{w_B}{w_A} = \frac{\beta_{zB} \mu_{zB}}{\beta_{zA} \mu_{zA}} = \frac{\beta_{zB}}{\beta_{zA}} \eta_B$ 。

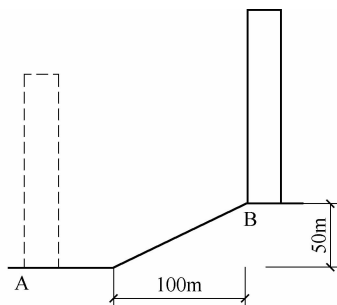


图 5.3.8

(2) 根据《建筑结构荷载规范》8.2.2条, B处的修正系数:

$$\eta_B = \left[1 + \kappa \tan \alpha \left(1 - \frac{z}{2.5H} \right) \right]^2$$

$$\kappa = 1.4, \tan \alpha = 0.5 > 0.3 \text{ 取 } \tan \alpha = 0.3; z = 100\text{m} < 2.5H = 125\text{m} \text{ 取 } z = 100\text{m}$$

$$\eta_B = \left[1 + 1.4 \times 0.3 \times \left(1 - \frac{100}{2.5 \times 50} \right) \right]^2 = 1.18$$

(3) 根据《建筑结构荷载规范》8.4.3条、8.4.5条及本题提示:

$$\beta_z = 1 + 2gI_{10}B_z \sqrt{1+R^2} = 1 + \frac{1}{\mu_z}, \beta_{zA} = 1 + \frac{1}{\mu_{zA}}, \beta_{zB} = 1 + \frac{1}{\mu_{zB}}$$

(4) 查《建筑结构荷载规范》表8.2.1, 地面粗糙度为B类, 100m高处风压高度变化系数为:

$$\mu_{zA} = 2.00, \mu_{zB} = \eta_B \mu_{zA} = 1.18 \times 2.00 = 2.36$$

$$(5) \frac{w_B}{w_A} = \frac{\beta_{zB}}{\beta_{zA}} \eta_B = \frac{1 + \frac{1}{\mu_{zB}}}{1 + \frac{1}{\mu_{zA}}} \eta_B = \frac{1 + \frac{1}{2.36}}{1 + \frac{1}{2.00}} \times 1.18 = 1.12, \text{ (C) 正确。}$$

【简解】

(1) 根据《荷规》8.1.1条, $w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0$, 则 $\frac{w_B}{w_A} = \frac{\beta_{zB} \mu_{zB}}{\beta_{zA} \mu_{zA}} = \frac{\beta_{zB}}{\beta_{zA}} \eta_B$ 。

(2) 根据《荷规》8.2.2条, B处的修正系数:

$$\eta_B = \left[1 + \kappa \tan \alpha \left(1 - \frac{z}{2.5H} \right) \right]^2$$

$$\kappa = 1.4, \tan \alpha = 0.5 > 0.3 \text{ 取 } \tan \alpha = 0.3; z = 100\text{m} < 2.5H = 125\text{m} \text{ 取 } z = 100\text{m}$$

$$\eta_B = \left[1 + 1.4 \times 0.3 \times \left(1 - \frac{100}{2.5 \times 50} \right) \right]^2 = 1.18$$

(3) 根据《荷规》8.4.3条、8.4.5条及本题提示:

$$\beta_z = 1 + 2gI_{10}B_z \sqrt{1+R^2} = 1 + \frac{1}{\mu_z}, \beta_{zA} = 1 + \frac{1}{\mu_{zA}}, \beta_{zB} = 1 + \frac{1}{\mu_{zB}}$$

(4) 根据《荷规》表8.2.1, B类, 100m: $\mu_{zA} = 2.00, \mu_{zB} = \eta_B \mu_{zA} = 1.18 \times 2.00 = 2.36$

$$(5) \frac{w_B}{w_A} = \frac{\beta_{zB}}{\beta_{zA}} \eta_B = \frac{1 + \frac{1}{\mu_{zB}}}{1 + \frac{1}{\mu_{zA}}} \eta_B = \frac{1 + \frac{1}{2.36}}{1 + \frac{1}{2.00}} \times 1.18 = 1.12, \text{ (C) 正确。}$$

【5.3.5】 坡顶地表和房顶的风压值计算

条件: 某房屋修建在山坡高处, 如图5.3.9所示, 山麓附近的基本风压为 0.35kN/m^2 , 山坡坡度如图所示, 高差 $H = 30\text{m}$, 离坡顶 200m 处有一高度为 20m 的房屋, 地面粗糙度为B类。

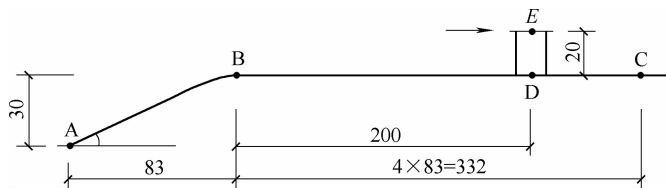


图 5.3.9

要求：确定离坡顶 200m 地表 D 处的风压及房屋顶部 E 处的风压。

【解答】

(1) 求 D 处的风压：

1) 根据《建筑结构荷载规范》8.2.2 条，B 处的地形修正系数为

$$\eta_{B1} = \left[1 + \kappa \tan \alpha \left(1 - \frac{z}{2.5H} \right) \right]^2$$

$$\tan \alpha = 0.36 > 0.3, \text{ 取 } \tan \alpha = 0.3; z = 0 < 2.5H = 75\text{m}; \kappa = 1.4$$

$$\eta_{B1} = \left[1 + 1.4 \times 0.3 \times \left(1 - \frac{0}{2.5 \times 30} \right) \right]^2 = 2.02$$

2) 根据《建筑结构荷载规范》8.2.2-1-21 条，离 B 点 $4d = 332\text{m}$ 位置 $\eta = 1$ ，D 处的修正系数：

$$\eta_D = 1 + \frac{332 - 200}{332} \times (2.02 - 1) = 1.41$$

3) D 处风压： $w_k = \mu_z \eta_D w_0 = 1.0 \times 1.41 \times 0.35 = 0.49\text{kN/m}^2$

(2) 求 E 处的风压

1) 根据《建筑结构荷载规范》8.2.2 条，B 处的风压修正系数：

$$\eta_{B2} = \left[1 + \kappa \tan \alpha \left(1 - \frac{z}{2.5H} \right) \right]^2$$

$$\tan \alpha = 0.36 > 0.3, \text{ 取 } \tan \alpha = 0.3; z = 20\text{m} < 2.5H = 75\text{m}; \kappa = 1.4$$

$$\eta_{B2} = \left[1 + 1.4 \times 0.3 \times \left(1 - \frac{20}{2.5 \times 30} \right) \right]^2 = 1.71$$

2) E 处的风压修正系数：

$$\eta_E = 1 + \frac{332 - 200}{332} \times (1.71 - 1) = 1.28$$

3) 查《建筑结构荷载规范》表 8.2.1，得 $\mu_{zA} = 1.23$ 。

4) E 处的风压为： $w_k = \mu_{zA} \eta_E w_0 = 1.23 \times 1.28 \times 0.35 = 0.55\text{kN/m}^2$ 。

【5.3.6】求山间盆地内的风压高度变化系数

条件：某房屋修建于地面粗糙度为 B 类的山间盆地内，其屋檐距地面 15m。

要求：试求屋檐处的风压高度变化系数。

【解答】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》8.2.2 条第 2 款，对于山间盆地、谷地等闭塞地形， η 可在 0.75 ~ 0.85 选取。本题取 $\eta = 0.85$ 。

(2) 根据《建筑结构荷载规范》表 8.2.1，B 类地面，15m 高的风压高度变化系数 $\mu_z =$

1.13。

(3) 修正后的风压高度变化系数： $\mu_z = 1.13 \times 0.85 = 0.96$ 。

【5.3.7】 山口基本风压的确定

条件:某房屋修建在与大风方向一致的山口处，相邻地区的基本风压为 0.3kN/m^2 。

要求: 确定该房屋修建处的基本风压值。

【解答】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》8.2.2 条，对于与风向一致的谷口、山口， η 可在 1.20 ~ 1.50 选取。

(2) 本题取系数为 1.5，该房屋修建处的基本风压为： $w_0 = 1.5 \times 0.3 = 0.45\text{kN/m}^2$ 。

五、远海海面和海岛的修正

风在海面上吹过时，受到的摩擦力比陆地小，所以海上的风速比陆地大。另外，沿海地带存在一定的海陆温差，促使空气对流，这也增大了海边的风速。因此，远海海面和海岛的基本风压大于陆地平坦地区的基本风压，并随海岸和海岛距海岸距离的增大而增大。对远海海面和海岛的建筑物或构筑物，应考虑修正系数，因此，《建筑结构荷载规范》规定：

8.2.3 对于远海海面和海岛的建筑物或构筑物，风压高度变化系数除可按 A 类粗糙度类别由本规范表 8.2.1 确定外，还应考虑表 8.2.3 中给出的修正系数。

表 8.2.3 远海海面和海岛的修正系数 η

距海岸距离/km	η
<40	1.0
40~60	1.0~1.1
60~100	1.1~1.2

【5.3.8】 海岛上建筑的风压

条件:一幢四层的建筑，建于距海岸 60km 的海岛上，如图 5.3.10 所示。该建筑的檐口高度为 15m。

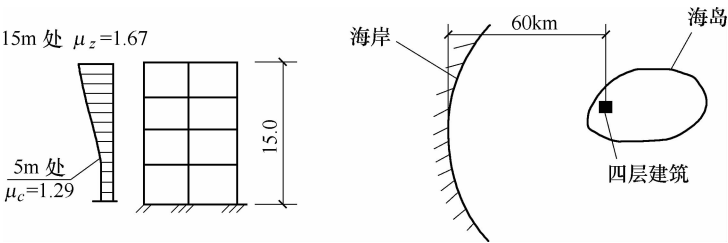


图 5.3.10 建于海岛上建筑的风压高度变化系数

要求: 确定该建筑在檐口处的风压高度变化系数 μ_z

【解答】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》表 8.2.1，A 类 15m 高处风压高度变化系数为 1.42。

(2) 根据《建筑结构荷载规范》表 8.2.3，距海岸 40 ~ 60km 时，修正系数可取 1.0 ~ 1.1，本题取 1.1。

(3) 檐口处的风压高度变化系数: $\mu_z = 1.42 \times 1.1 = 1.562$ 。

【5.3.9】求海岛上的风压高度变化系数

条件: 某房屋修于地面粗糙度为 A 类距海岸 20km 的海岛上, 其屋檐距地面 10m。

要求: 试求屋檐处的风压高度变化系数。

【解答】

(1) 查《建筑结构荷载规范》表 8.2.1, A 类 10m 高处风压高度变化系数为 1.28。

(2) 查《建筑结构荷载规范》表 8.2.3, 距海岸 20km, $\eta = 1.0$ 。

(3) 屋檐处的风压高度变化系数: $\mu_z = 1.28 \times 1.0 = 1.28$ 。

第四节 风荷载体型系数

一、作用在建筑物上的风荷载

当未受干扰的气流流向建筑物时, 自由气流并不是停滞在建筑物的表面, 而是以不同的途径从其表面绕过, 并在建筑物表面 (立面、山墙、屋顶) 引起压力或吸力。压力与吸力分别指空气压力高于和低于大气压, 在图中压力用正号 (+) 表示、吸力用负号 (-) 表示。

建筑物是带有棱角的钝体。当风作用在钝体上, 其周围气流通常呈分离型, 并形成多处涡流, 如图 5.4.1 所示。

图 5.4.2 为一单体建筑物立面流线分布图。由图可见, 建筑物受到风的作用后, 在其迎风面大约 2/3 高度处, 气流有一个正面停滞点, 气流从该点向外扩散分流。停滞点以上, 气流上升并越过建筑物顶面, 停滞点以下, 气流流向地面, 在紧靠地面处形成水平滚动, 成为驻涡区; 另一部分气流则绕过建筑物两侧向背后流去。在钝体建筑物的背后, 由于屋面上部的剪切层产生的环流, 形成背风涡旋区, 涡旋气流的风向与来流风向相反, 在背风面产生吸力; 背风涡旋区以外是尾流区, 建筑物的阻碍作用在此区域逐渐消失。

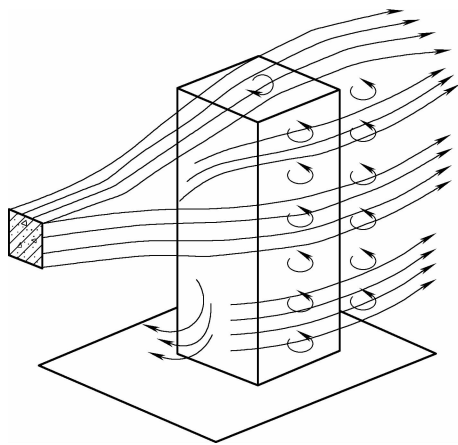


图 5.4.1 建筑物表面风流示意图

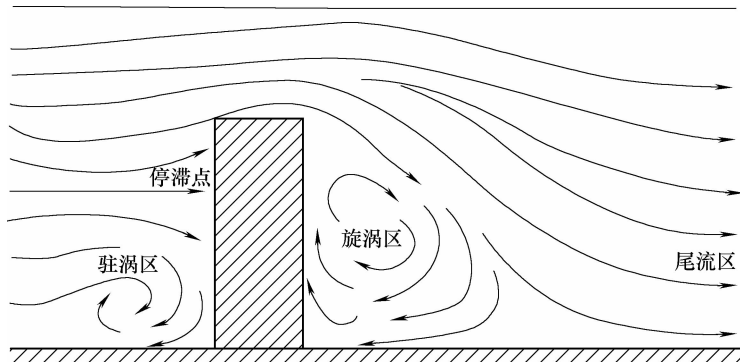


图 5.4.2 单体建筑物立面流线分布

图 5.4.3 是一单体建筑物（也称钝体）的平面流线分布图，气流受该物体干扰后，在物体的边缘某处发生脱体。对于矩形截面，脱体在迎风面的两个角隅处发生。而当截面为流线型时，具有黏性的气流可从物体表面流过，在表面形成一层很薄的有速度梯度的边界层。对于钝体，该边界层随脱体而出，将气流分隔成两部分，外区的气流几乎不受流体黏性的影响，对外区可按理想气体应用贝努利方程式来确定气流压力和速度的关系。

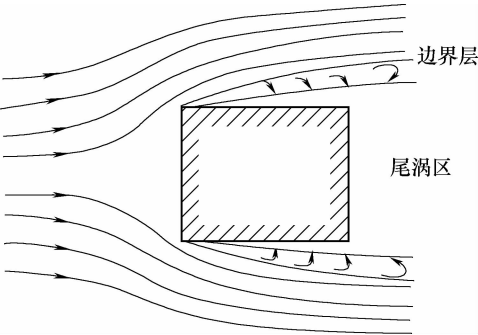


图 5.4.3 钝体对气流的干扰

图 5.4.4 表示分离流线以内是一个尾涡区，在建筑物背后靠下部位形成一对近尾回流，尾涡区的形状和近尾回流的分布取决于分离流线边缘的气流速度和结构物的截面形状。该区受黏性和湍流的影响，能量发散比较明显，已不能用贝努利方程来确定气流状态。一般情况下，要完全从理论上确定任意受气流影响的物体表面的压力，目前尚做不到，故一般通过试验方法（风洞试验）来确定表面的压力。

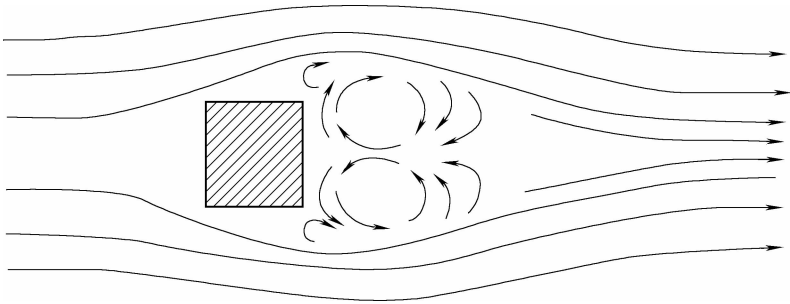


图 5.4.4 尾涡区

尾涡区旋涡脱落会引起结构的横向振动。

建筑物顶面的压力分布规律与屋顶的坡度有关，倾斜屋面压力的正负号取决于气流在屋面上的分离状态和气流再附着的位置。不同倾斜屋面的平均风流线如图 5.4.5 所示。屋面倾角为负时，气流分离后一般不会产生再附着现象，分离流线下产生涡流引起吸力。屋面倾角较小时，可推迟再附着现象的发生，屋面仍承受负压；屋面向上和向下压力的改变大致在 30° 倾角处，此时屋面的风压值趋于零，屋面倾角大于 45° 时，屋面气流不再分离，屋面受到压力作用。

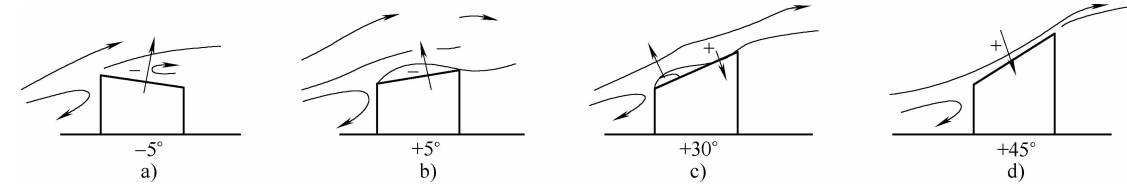


图 5.4.5 气流绕单坡屋面流动

a) 屋面倾角为负时 b) 屋面倾角较小时 c) 屋面倾角为 30° 时 d) 屋面倾角为 45° 时

图 5.4.6 表示气流绕双坡屋面的流动，屋面坡度为 30° 、 45° ，在屋顶的迎风面上，一种情况是吸力作用，另一种情况是压力作用。

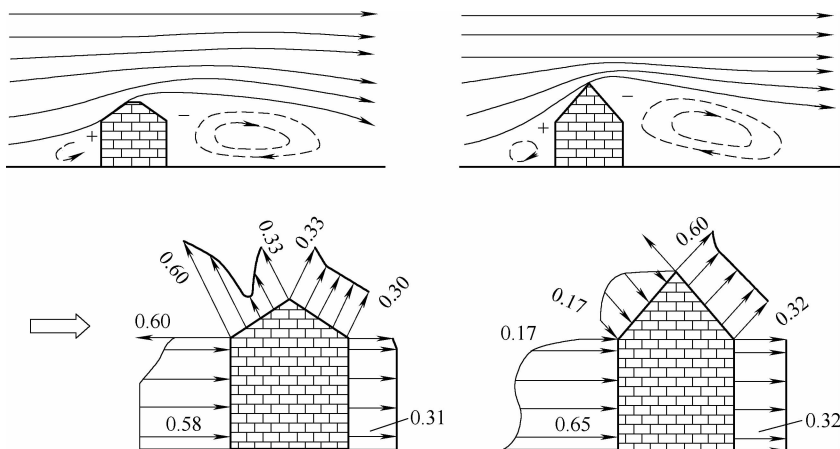


图 5.4.6 气流绕双坡屋面流动

二、风荷载体型系数

风力在建筑物表面上分布是很不均匀的，一般取决于其平面形状、立面体型和房屋高宽比。通常，在风的作用下，迎风面由于气流正面受阻产生风压力，侧风面和背风面由于旋涡作用引起风吸力。图 5.4.7 中用等压线表示风力分布情况的测量结果。

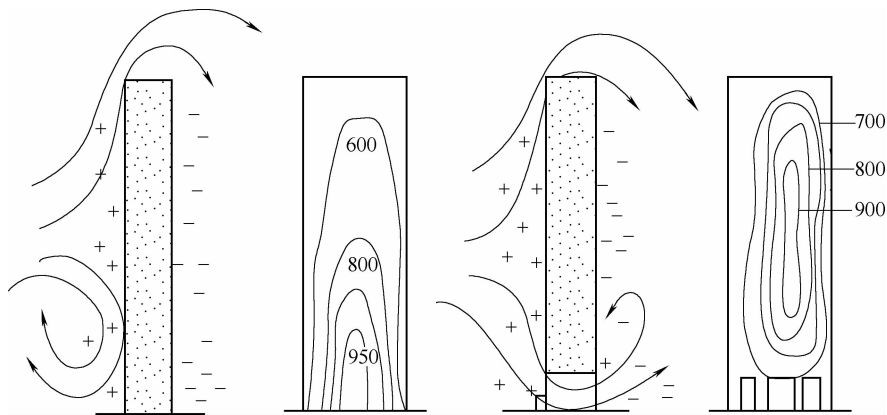


图 5.4.7 以等压线表示风力的分布

图 5.4.8 表示风在房屋平面上的分布，迎风面的风压力在房屋中部最大，侧风面和背风面的风吸力在建筑物角部最大。

贝努利公式所给出的风速与风压的关系，是在自由空气流动时因建筑物阻碍而完全停滞条件下得出的，图 5.4.1 表明实际建筑物不能完全阻止空气的流动而是气流经某种方式从其表面绕过。因此，建筑物所受实际风压不能按贝努利公式计算。

风在建筑物表面引起的实际压力或吸力 ($w_{\text{实际}}$) 与按贝努利公式计算的来流风的速度压 ($w_{\text{计算}}$) 的比值 ($w_{\text{实际}}/w_{\text{计算}}$) 称为风荷载体型系数 μ_s ，它描述的是建筑

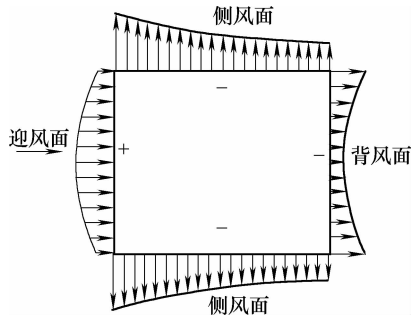


图 5.4.8 风在房屋平面上的分布

物表面在稳定风压作用下的静态压力的分布规律，如图 5.4.9 所示为建筑物各个面上的风荷载体型系数测量结果。其正面（迎风面）受到压力作用，为正值；而背面、侧面和顶面则受到吸力作用，为负值。

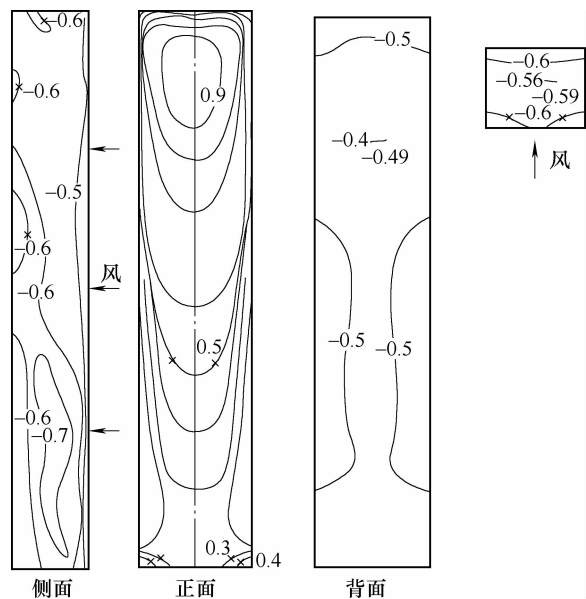


图 5.4.9 某建筑物表面上的风荷载体型系数测量结果

《建筑结构荷载规范》的“风荷载体型系数”的定义是：

8.3.1 风荷载体型系数是指风作用在建筑物表面一定面积范围内所引起的平均压力（或吸力）与来流风的速度压的比值，它主要与建筑物的体型和尺度有关，也与周围环境和地面粗糙度有关。

风荷载体型系数一般由试验确定，主要有两种方法。一种是将建筑物缩小比例建一个模型进行风洞试验，另一种是在实际建筑物上测量风压分布。一般常用风洞试验来确定实际风压的分布和大小。

建筑物体型不同，其表面风压的实际大小和分布也就不相同。建筑物表面各处的体型系数 μ_s 是不同的。工程上在进行主体结构的内力与位移计算时，对迎风面和背风面取一个平均的体型系数。即以迎风面垂直风向的最大投影面上点平均风荷载与来流风压的比值来确定风载体型系数。

当验算围护构件本身的承载力和刚度时，就按最大的体型系数来考虑。特别是对外墙板、玻璃幕墙、女儿墙、广告牌、挑檐和遮阳板等局部构件进行抗风设计时，要考虑承受最大风压的可能性。

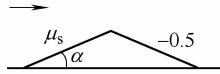
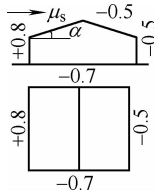
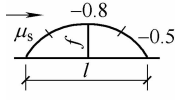
三、单体风荷载体型系数

（一）各边的风荷载体型系数

1. 《建筑结构荷载规范》规定

- 8.3.1 房屋和构筑物的风荷载体型系数，可按下列规定采用：
- 1 房屋和构筑物与表 8.3.1 中的体型类同时，可按表 8.3.1 的规定采用；
 - 2 房屋和构筑物与表 8.3.1 中的体型不同时，可按有关资料采用；当无资料时，宜由风洞试验确定；
 - 3 对于重要且体型复杂的房屋和构筑物，应由风洞试验确定。

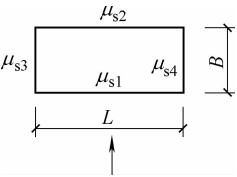
表 8.3.1 风荷载体型系数

项次	类别	体型及体型系数 μ_s	备注								
1	封闭式落地双坡屋面	 <table><tr><th>α</th><th>μ_s</th></tr><tr><td>0°</td><td>0.0</td></tr><tr><td>30°</td><td>+0.2</td></tr><tr><td>$\geq 60^\circ$</td><td>+0.8</td></tr></table>	α	μ_s	0°	0.0	30°	+0.2	$\geq 60^\circ$	+0.8	中间值按线性插值法计算
α	μ_s										
0°	0.0										
30°	+0.2										
$\geq 60^\circ$	+0.8										
2	封闭式双坡屋面	 <table><tr><th>α</th><th>μ_s</th></tr><tr><td>$\leq 15^\circ$</td><td>-0.6</td></tr><tr><td>30°</td><td>0.0</td></tr><tr><td>$\geq 60^\circ$</td><td>+0.8</td></tr></table>	α	μ_s	$\leq 15^\circ$	-0.6	30°	0.0	$\geq 60^\circ$	+0.8	1. 中间值按线性插值法计算； 2. μ_s 的绝对值不小于 0.1
α	μ_s										
$\leq 15^\circ$	-0.6										
30°	0.0										
$\geq 60^\circ$	+0.8										
3	封闭式落地拱形屋面	 <table><tr><th>f/l</th><th>μ_s</th></tr><tr><td>0.1</td><td>+0.1</td></tr><tr><td>0.2</td><td>+0.2</td></tr><tr><td>0.5</td><td>+0.6</td></tr></table>	f/l	μ_s	0.1	+0.1	0.2	+0.2	0.5	+0.6	中间值按线性插值法计算
f/l	μ_s										
0.1	+0.1										
0.2	+0.2										
0.5	+0.6										

2. 《高层建筑混凝土结构设计规程》规定

B.0.1 风荷载体型系数应根据建筑物平面形状按下列规定采用：

1 矩形平面



μ_{s1}	μ_{s2}	μ_{s3}	μ_{s4}
0.80	$-(0.48 + 0.03 \frac{H}{L})$	-0.60	-0.60

注：H 为房屋高度。

(二) 整体风荷载体型系数

对于一般的高层建筑来说，由于建筑层高一般不会太高，在刚性楼屋盖约束作用下，沿建筑物表面竖向分布的水平风荷载，通常可被化为楼层节点水平荷载作用于建筑物。从高层建筑结构整体抗风设计角度来看，楼层高度内迎风背风分布风压产生的局部应力影响较小，可忽略不计。此时的高层建筑整体风载体型系数 μ_s ，可取迎风压力体型系数与背风吸力系数绝对值总和计，《高层建筑混凝土结构设计规程》规定了各类高层建筑平面体型的

整体风载体型系数 μ_s 。

4.2.3 计算主体结构的风荷载效应时,风荷载体型系数 μ_s 可按下列规定采用:

- 1 圆形平面建筑取 0.8;
- 2 正多边形及截角三角形平面建筑,由下式计算:

$$\mu_s = 0.8 + 1.2/\sqrt{n} \quad (4.2.3)$$

式中 n ——多边形的边数。

- 3 高宽比 H/B 不大于 4 的矩形、方形、十字形平面建筑取 1.3;
- 4 下列建筑取 1.4:
 - 1) V 形、Y 形、弧形、双十字形、井字形平面建筑;
 - 2) L 形、槽形和高宽比 H/B 大于 4 的十字形平面建筑;
 - 3) 高宽比 H/B 大于 4,长宽比 L/B 不大于 1.5 的矩形、鼓形平面建筑。

真题

【5.4.1】(1999 年二级考题,因规范改版,本题已作相应调整)

拟设计房屋高度为 30m 的高层建筑,在抗风设计时,要求选用合理的体型,以减小风压值。试问在如图 5.4.10 所示的结构平面中,哪一个形状的风荷载体型系数最小。

提示:按《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2010 解题。

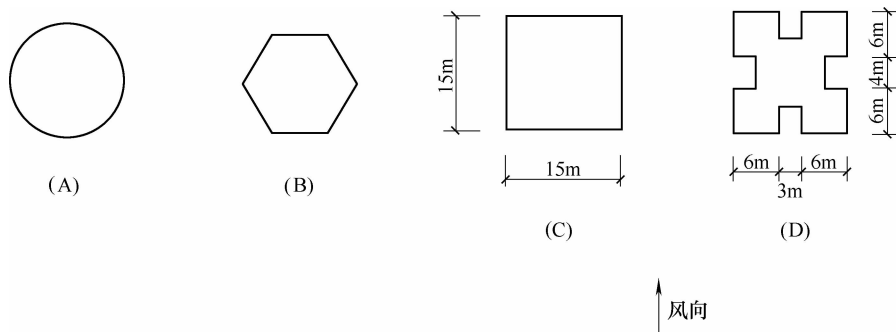


图 5.4.10

【答案】(A)

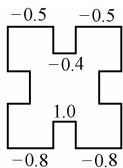
【详解】

(1) 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》4.2.3 条, (A) 圆形: $\mu_s = 0.8$ 。

(2) (B) 正多边形, $\mu_s = 0.8 + 1.2/\sqrt{n} = 0.8 + 1.2/\sqrt{6} = 1.29$ 。

(3) (C) 正方形, $H/B = 30/15 = 2 < 4$, $\mu_s = 1.3$ 。

(4) 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》附录 B, (D) 为 X 形平面, 体型系数如下图所示:



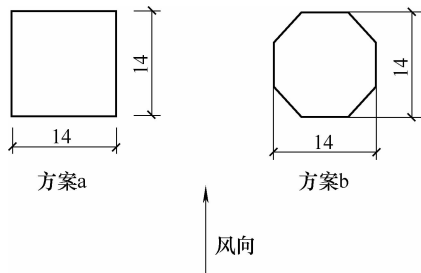
(5) 根据以上数据可知, (A) 正确。

【简解】 根据《高规》4.2.3 条及附录 B, 圆形为 0.8 最小, (A) 正确。

真题

【5.4.2】 (2005 年二级考题, 因规范改版, 本题已作相应调整)

某拟建的高度为 59m 的 16 层现浇钢筋混凝土框剪结构, 质量和刚度沿高度分布比较均匀, 对风荷载不敏感, 其两种平面方案如图 5.4.11 所示。假设在如图所示的风作用方向两种结构方案的基本自振周期相同。当估算主体结构的风荷载效应时, 试问方案 a 与方案 b 的风荷载标准值 (kN/m^2) 之比, 最接近于下列何项比值?



图中长度单位:m

图 5.4.11

提示: 按《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2010 解题。

- (A) 1:1 (B) 1:1.15
(C) 1:1.2 (D) 1.15:1

【答案】 (D)

【详解】

(1) 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》4.2.1 条, $w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0$, 式中 β_z 、 μ_z 、 w_0 均相同。

(2) 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》4.2.3 条, 风荷载体型系数:

a 方案正方形: $H/B = 59/14 = 4.2 > 4$, $L/B = 14/14 = 1 < 1.5$, $\mu_s = 1.4$

b 方案正八边形: $\mu_s = 0.8 + 1.2/\sqrt{n} = 0.8 + 1.2/\sqrt{8} = 1.22$

$w_a : w_b = 1.15 : 1$, (D) 正确。

【简解】

(1) 根据《高规》4.2.1 条, $w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0$ 。

(2) 根据《高规》4.2.3 条:

a 方案: $H/B = 59/14 = 4.2 > 4$, $L/B = 14/14 = 1 < 1.5$, $\mu_s = 1.4$

b 方案: $\mu_s = 0.8 + 1.2/\sqrt{n} = 0.8 + 1.2/\sqrt{8} = 1.22$

$w_a : w_b = 1.15 : 1$, (D) 正确。

真题

【5.4.3】 (2012 年二级考题, 因规范改版, 本题已作相应调整)

某地上 16 层、地下 1 层的现浇钢筋混凝土框架-剪力墙办公楼, 如图 5.4.12 所示。房屋高度为 64.2m, 该建筑地下室至地上第 3 层的层高均为 4.5m, 其余各层层高均为 3.9m, 质量和刚度沿高度分布比较均匀, 丙类建筑, 抗震设防烈度为 7 度, 设计基本地震加速度为 0.15g, 设计地震分组为第一组, III 类场地, 在规定的水平力作用下, 结构底层框架部分承受的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 10% 但不大于 50%, 地下 1 层顶板为上部结构的嵌固端。构件混凝土强度等级均为 C40 ($f_c = 19.1 \text{N}/\text{mm}^2$, $f_t = 1.71 \text{N}/\text{mm}^2$)。

假定, 该建筑所在地区的基本风压为 $0.40 \text{kN}/\text{m}^2$ (50 年一遇), 地面粗糙度为 B 类, 风向如图 5.4.12 所示, 风载沿房屋高度方向呈倒三角形分布, 地面处 (± 0.000) 为 0, 屋顶高度处风振系数为 1.42, L 形剪力墙厚度均为 300mm。试问, 承载力设计时, 在图示风向风荷载标准值作用下, 在 (± 0.000) 处产生的倾覆力矩标准值 M_{wk} ($\text{kN} \cdot \text{m}$) 与下列何项数值最为接近?

提示: ①按《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2010) 计算风荷载体型系数。

②假定风作用面宽度为 24.3m。

(A) 42000

(B) 47000

(C) 50000

(D) 68000

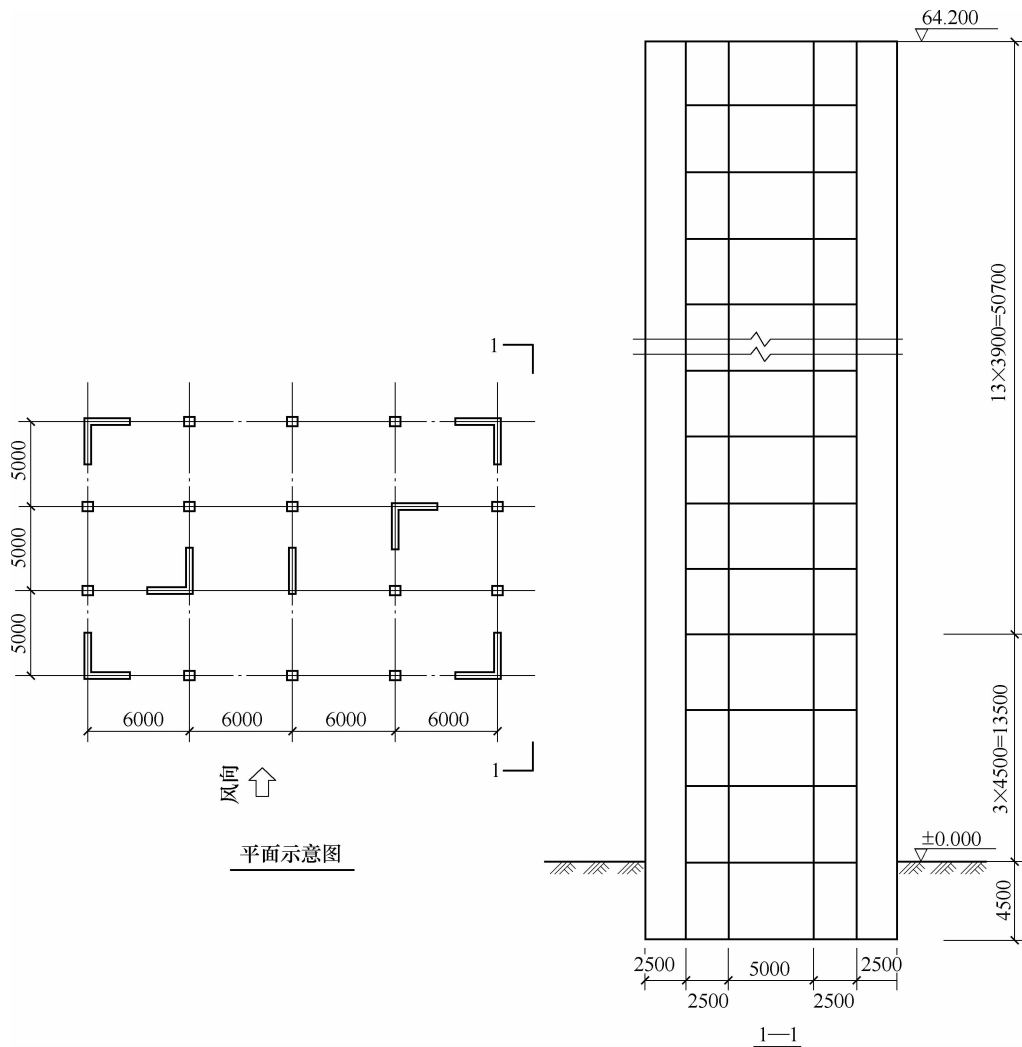


图 5.4.12

【答案】 (C)

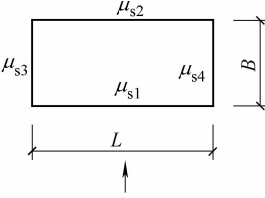
【详解】

(1) 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》4.2.3-3 条, 高宽比 H/B 不大于 4 的矩形、方形、十字形平面建筑取 1.3。 $H/B = 64.2/15 = 4.28 > 4$, 不符合此条要求。

(2) 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》4.2.3-4-3 条, 高宽比 H/B 大于 4, 长宽比 L/B 不大于 1.5 的矩形、鼓形平面建筑, 体型系数取 1.4。 $L/B = 24.3/15 = 1.62 > 1.5$, 不符合此条要求。

(3) 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》4.2.3-5 条, 在需要更细致进行风荷载计算的场合, 风荷载体型系数可按本规程附录 B 采用, 或由风洞试验确定。

(4) 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》附录 B.0.1 第 1 项, 如图所示:



μ_{s1}	μ_{s2}	μ_{s3}	μ_{s4}
0.80	$-(0.48+0.03\frac{H}{L})$	-0.60	-0.60
注: H 为房屋高度			

$$\mu_{s2} = -\left(0.48 + 0.03 \frac{H}{L}\right) = -\left(0.48 + 0.03 \times \frac{64.2}{24.3}\right) = -0.56$$

$$\mu_s = \mu_{s1} - \mu_{s2} = 0.8 + 0.56 = 1.36$$

(5) 根据《建筑结构荷载规范》8.2.1条:

$$\text{风压高度变化系数 } \mu_z = 1.71 + \frac{1.79 - 1.71}{70 - 60} \times (64.2 - 60) = 1.74$$

(6) 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》4.2.2条及条文说明, 房屋高度 $H = 64.2\text{m} > 60\text{m}$, 属于对风荷载比较敏感的高层建筑, 承载力设计时应按基本风压的 1.1 倍采用。

$$w_0 = 1.1 \times 0.4 = 0.44\text{kN/m}^2$$

(7) 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》4.2.1条:

$$w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0 = 1.42 \times 1.36 \times 1.74 \times 0.44 = 1.48\text{kN/m}^2$$

(8) 求 ± 0.000 处的风荷载产生倾覆力矩标准值

$$\text{顶部风荷载: } W_k = 1.48 \times 24.3 = 35.96\text{kN/m}$$

$$\begin{aligned} \pm 0.000 \text{ 处弯矩标准值: } M_{wk} &= \frac{1}{2} H W_k \cdot \frac{2}{3} H = \frac{1}{3} H^2 W_k \\ &= \frac{1}{3} \times 64.2^2 \times 35.96 = 49405\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(C) 正确。

【简解】

(1) 根据《高规》附录 B.0.1 第 1 项

$$\mu_{s2} = -\left(0.48 + 0.03 \frac{H}{L}\right) = -\left(0.48 + 0.03 \times \frac{64.2}{24.3}\right) = -0.56$$

$$\mu_s = \mu_{s1} - \mu_{s2} = 0.8 + 0.56 = 1.36$$

(2) 根据《荷规》8.2.1, $\mu_z = 1.71 + \frac{1.79 - 1.71}{70 - 60} \times (64.2 - 60) = 1.74$ 。

(3) 根据《高规》4.2.2 条及条文说明, $w_0 = 1.1 \times 0.4 = 0.44\text{kN/m}^2$ 。

(4) 根据《高规》4.2.1, $w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0 = 1.42 \times 1.36 \times 1.74 \times 0.44 = 1.48\text{kN/m}^2$ 。

(5) 顶部: $W_k = 1.48 \times 24.3 = 35.96\text{kN/m}$

$$\pm 0.000 \text{ 处: } M_{wk} = \frac{1}{2} H W_k \cdot \frac{2}{3} H = \frac{1}{3} H^2 W_k = \frac{1}{3} \times 64.2^2 \times 35.96 = 49405\text{kN} \cdot \text{m}, \text{ (C) 正确。}$$

四、群体风荷载体型系数

当多个建筑物，特别是群集的高层建筑，相互间距较近时，宜考虑风力相互干扰的群体效应；通常两楼之间的局部风压有可能增大 30% ~ 50%。连体建筑亦会发生同样问题。由于两楼相近，致使两楼之间的空间骤小，风速增大，局部风压增加，有时还会引起房屋发生垂直于风向的水平变位及扭转。当两楼之间的净距小于楼宽的 2 倍时，这种群楼效应即会显现，如图 5.4.13 所示。

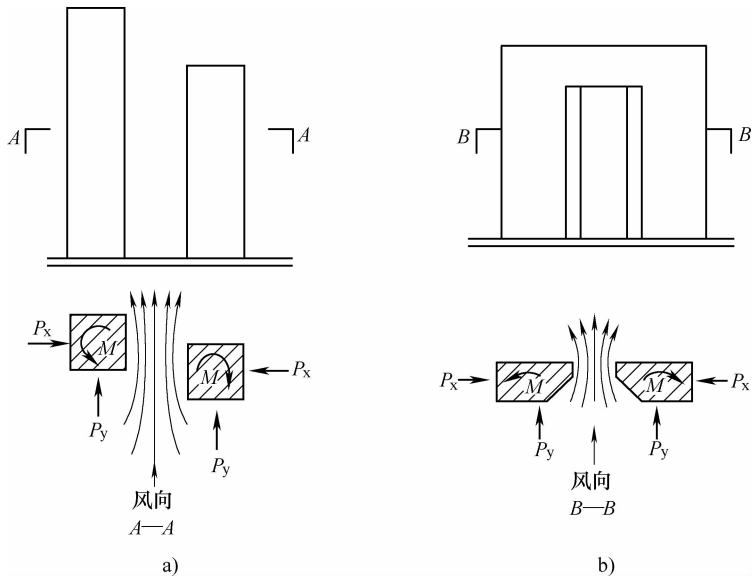


图 5.4.13 群楼效应
a) 相邻高层建筑 b) 连体建筑

《建筑结构荷载规范》规定：

8.3.2 当多个建筑物，特别是群集的高层建筑，相互间距较近时，宜考虑风力相互干扰的群体效应；一般可将单独建筑物的体型系数 μ_s 乘以相互干扰系数。相互干扰系数可按下列规定确定：

1 对矩形平面高层建筑，当单个施扰建筑与受扰建筑高度相近时，根据施扰建筑的位置，对顺风向风荷载可在 1.00 ~ 1.10 范围内选取，对横风向风荷载可在 1.00 ~ 1.20 范围内选取。

2 其他情况可比照类似条件的风洞试验资料确定，必要时宜通过风洞试验确定。

《建筑结构荷载规范》的“条文说明”指出：

8.3.2 当建筑群，尤其是高层建筑群，房屋相互间距较近时，由于旋涡的相互干扰，房屋某些部位的局部风压会显著增大。

相互干扰系数定义为受扰后的结构风荷载和单体结构风荷载的比值。在没有充分依据的情况下，相互干扰系数的取值一般不小于 1.0。

建筑高度相同的单个施扰建筑的顺风向和横风向风荷载相互干扰系数的研究结果分别见图 6 和图 7。图中假定风向是由左向右吹, b 为受扰建筑的迎风面宽度, x 和 y 分别为施扰建筑离受扰建筑的纵向和横向距离。

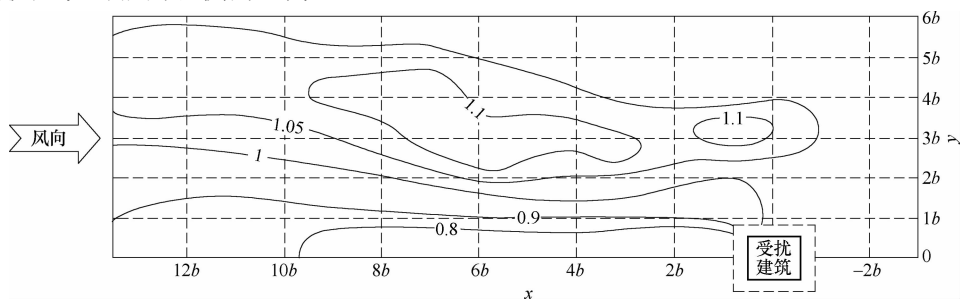


图 6 单个施扰建筑作用的顺风向风荷载相互干扰系数

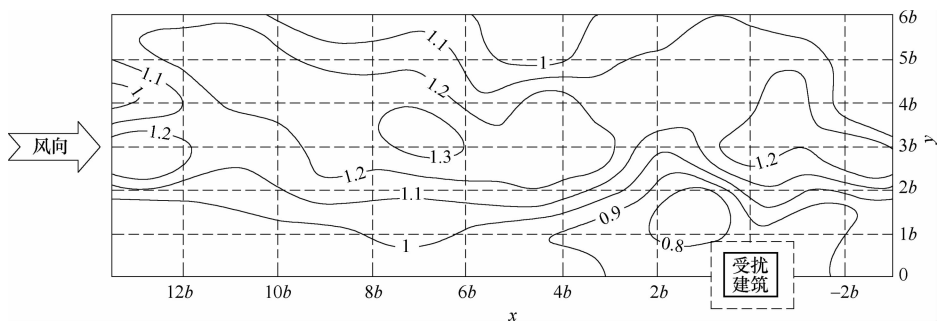


图 7 单个施扰建筑作用的横风向风荷载相互干扰系数

建筑高度相同的两个干扰建筑的顺风向荷载相互干扰系数见图 8。图中 l 为两个施扰建筑 A 和 B 的中心连线, 取值时 l 不能和 l_1 和 l_2 相交。图中给出的是两个施扰建筑联合作用时的最不利情况, 当这两个建筑都不在图中所示区域时, 应按单个施扰建筑情况处理并依照图 6 选取较大的数值。

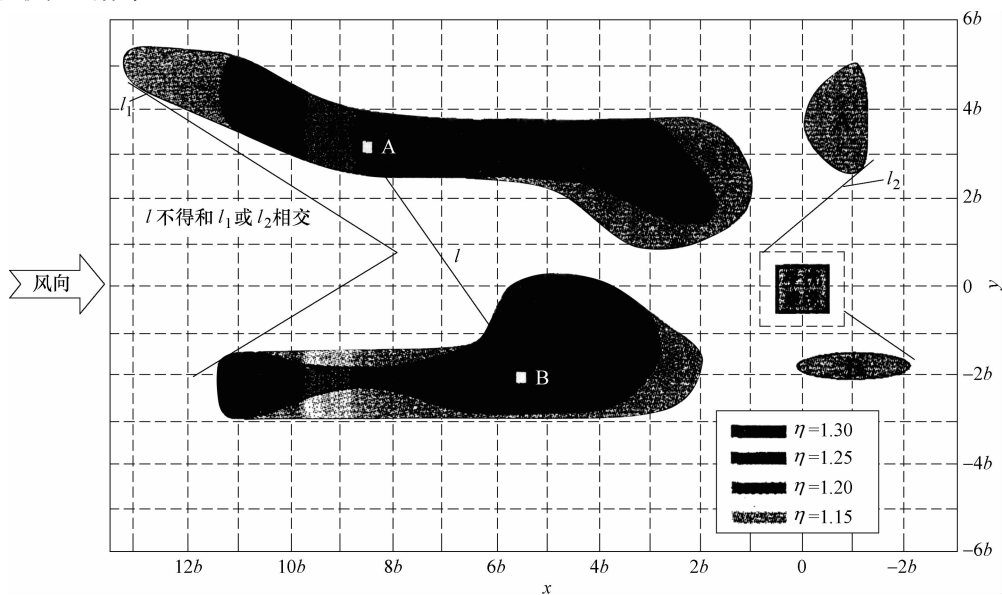


图 8 两个施扰建筑作用的顺风向风荷载相互干扰系数

真题**【5.4.4】** (2010 年一级考题, 因规范改版, 本题已作相应调整)

某 36 层钢筋混凝土框架-核心筒高层建筑, 系普通办公楼, 建于非地震区, 如图 5.4.14 所示; 方形平面, 边长 b 为 30m; 房屋地面以上高度为 150m, 质量和刚度沿竖向分布均匀, 可忽略扭转影响。假如在该建筑物 A 旁拟建一同样的建筑物 B, 如图 5.4.15 所示, 不考虑其他因素的影响, 下列何组布置方案使建筑物 A 的顺风向相互干扰系数最大?

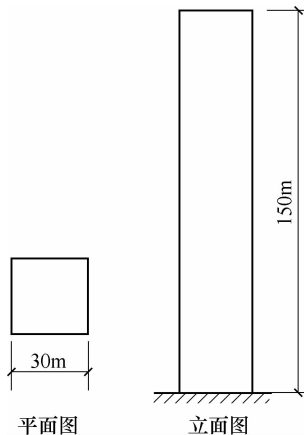


图 5.4.14

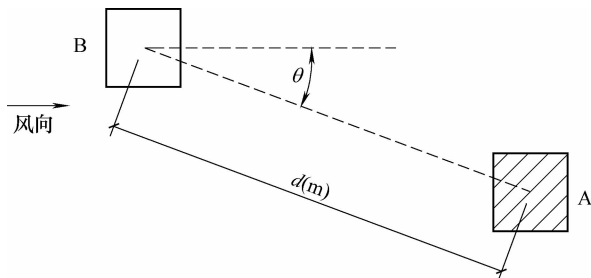


图 5.4.15

(A) $\theta = 45^\circ$; $d = 260\text{m}$ (B) $\theta = 0^\circ$; $d = 100\text{m}$ (C) $\theta = 20^\circ$; $d = 100\text{m}$ (D) $\theta = 45^\circ$; $d = 130\text{m}$ **【答案】** (D)

【详解】 根据《建筑结构荷载规范》8.3.2 条及条文说明图 6 (如图 5.4.16 所示), 迎风面宽 $b = 30\text{m}$ 。

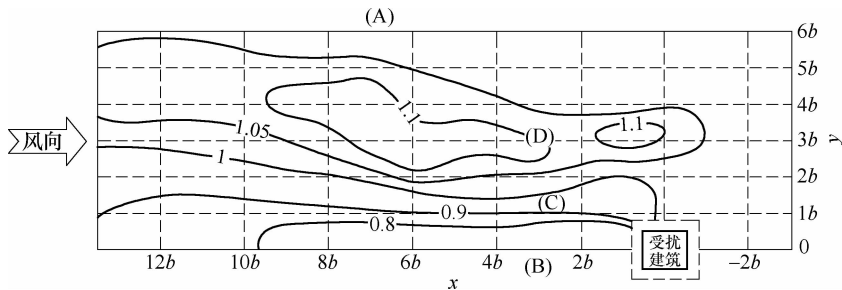


图 5.4.16 B 建筑对 A 建筑的干扰系数

(1) 选项 (A) $\theta = 45^\circ$, $(d \times \cos 45^\circ)/b = 6.13$, 在图 5.4.16 中 $x = y = 6.13b$ 处, 干扰系数小于 1.05。

(2) 选项 (B) $\theta = 0^\circ$, $d/b = 3.33$, $x = 3.33b$, 干扰系数为 0.8, 如图 5.4.16 所示。

(3) 选项 (C) $\theta = 20^\circ$, $(d \times \cos 20^\circ)/b = 3.13$, $x = 3.13b$, 如图 5.4.16 所示, $(d \times \sin 20^\circ)/b = 1.14$, $y = 1.14b$, 干扰系数可取 0.9, 如图 5.4.16 所示。

(4) 选项 (D) $\theta = 45^\circ$; $(d \times \cos 45^\circ)/b = 3.06$, $x = y = 3.06b$, 干扰系数取 1.1, 如图 5.4.16 所示。(D) 为正确答案。

【简解】 根据《荷规》8.3.2 条及条文说明图 6，(D) $\theta = 45^\circ$ ； $(d \times \cos 45^\circ)/b = 3.06$ ， $x = y = 3.06b$ ，干扰系数取 1.1。(D) 为正确答案。

五、局部风荷载体型系数

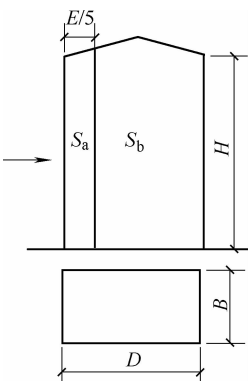
风力作用在建筑物表面上，压力分布是很不均匀的，在角隅、檐口、边棱处和在附属结构的部位（如阳台、雨篷等外挑构件），局部风压会超过按风荷载体型系数计算出的平均风压。此时应采用局部风压体型系数 μ_{sl} 进行计算，所谓的局部风压体型系数 μ_{sl} 是考虑建筑物表面风压分布不均匀而导致局部的风压超过全表面平均风压的实际情况而做出的调整，按如下规定采用：

（一）直接承受风荷载的局部风荷载体型系数

《建筑结构荷载规范》规定：

- 8.3.3 计算围护构件及其连接的风荷载时，可按下列规定采用局部体型系数 μ_{sl} ：
- 1 封闭式矩形平面房屋的墙面及屋面可按表 8.3.3 的规定采用。
 - 2 檐口、雨篷、遮阳板、边棱处的装饰条等突出构件，取 -2.0。
 - 3 其他房屋和构筑物可按本规范第 8.3.1 条规定体型系数的 1.25 倍取值。

表 8.3.3 封闭式矩形平面房屋的局部体型系数

项次	类 别	体型及局部体型系数	备 注											
1	封闭式矩形平面房屋的墙面	<table><tr><td colspan="2">迎 风 面</td><td>1.0</td></tr><tr><td rowspan="2">侧 面</td><td>S_a</td><td>-1.4</td></tr><tr><td>S_b</td><td>-1.0</td></tr><tr><td colspan="2">背 风 面</td><td>-0.6</td></tr></table>	迎 风 面		1.0	侧 面	S_a	-1.4	S_b	-1.0	背 风 面		-0.6	E 应取 2H 和迎风宽度 B 中较小者
迎 风 面		1.0												
侧 面	S_a	-1.4												
	S_b	-1.0												
背 风 面		-0.6												

(续)

项次	类 别	体型及局部体型系数	备 注																																							
2	封闭式矩形平面房屋的双坡屋面	<table><tr><th colspan="2">α</th><th>$\leq 5^\circ$</th><th>15°</th><th>30°</th><th>$\geq 45^\circ$</th></tr><tr><td rowspan="2">R_a</td><td>$H/D \leq 0.5$</td><td>-1.8 0.0</td><td>-1.5 +0.2</td><td rowspan="2">-1.5 +0.7</td><td rowspan="2">0.0 +0.7</td></tr><tr><td>$H/D \geq 1.0$</td><td>-2.0 0.0</td><td>-2.0 +0.2</td></tr><tr><td colspan="2">R_b</td><td>-1.8 0.0</td><td>-1.5 +0.2</td><td>-1.5 +0.7</td><td>0.0 +0.7</td></tr><tr><td colspan="2">R_c</td><td>-1.2 0.0</td><td>-0.6 +0.2</td><td>-0.3 +0.4</td><td>0.0 +0.6</td></tr><tr><td colspan="2">R_d</td><td>-0.6 +0.2</td><td>-1.5 0.0</td><td>-0.5 0.0</td><td>-0.3 0.0</td></tr><tr><td colspan="2">R_e</td><td>-0.6 0.0</td><td>-0.4 0.0</td><td>-0.4 0.0</td><td>-0.2 0.0</td></tr></table>	α		$\leq 5^\circ$	15°	30°	$\geq 45^\circ$	R_a	$H/D \leq 0.5$	-1.8 0.0	-1.5 +0.2	-1.5 +0.7	0.0 +0.7	$H/D \geq 1.0$	-2.0 0.0	-2.0 +0.2	R_b		-1.8 0.0	-1.5 +0.2	-1.5 +0.7	0.0 +0.7	R_c		-1.2 0.0	-0.6 +0.2	-0.3 +0.4	0.0 +0.6	R_d		-0.6 +0.2	-1.5 0.0	-0.5 0.0	-0.3 0.0	R_e		-0.6 0.0	-0.4 0.0	-0.4 0.0	-0.2 0.0	1. E 应取 $2H$ 和迎风宽度 B 中较小者。 2. 中间值可按线性插值法计算(应对相同符号项插值)。 3. 同时给出两个值的区域应分别考虑正负压风的作用。 4. 风沿纵轴吹来时,靠近山墙的屋面可参照表中 $\alpha \leq 5^\circ$ 时的 R_a 和 R_b 取值。
α		$\leq 5^\circ$	15°	30°	$\geq 45^\circ$																																					
R_a	$H/D \leq 0.5$	-1.8 0.0	-1.5 +0.2	-1.5 +0.7	0.0 +0.7																																					
	$H/D \geq 1.0$	-2.0 0.0	-2.0 +0.2																																							
R_b		-1.8 0.0	-1.5 +0.2	-1.5 +0.7	0.0 +0.7																																					
R_c		-1.2 0.0	-0.6 +0.2	-0.3 +0.4	0.0 +0.6																																					
R_d		-0.6 +0.2	-1.5 0.0	-0.5 0.0	-0.3 0.0																																					
R_e		-0.6 0.0	-0.4 0.0	-0.4 0.0	-0.2 0.0																																					
3	封闭式矩形平面房屋的单坡屋面	<table><tr><th>α</th><th>$\leq 5^\circ$</th><th>15°</th><th>30°</th><th>$\geq 45^\circ$</th></tr><tr><td>R_a</td><td>-2.0</td><td>-2.5</td><td>-2.3</td><td>-1.2</td></tr><tr><td>R_b</td><td>-2.0</td><td>-2.0</td><td>-1.5</td><td>-0.5</td></tr><tr><td>R_c</td><td>-1.2</td><td>-1.2</td><td>-0.8</td><td>-0.5</td></tr></table>	α	$\leq 5^\circ$	15°	30°	$\geq 45^\circ$	R_a	-2.0	-2.5	-2.3	-1.2	R_b	-2.0	-2.0	-1.5	-0.5	R_c	-1.2	-1.2	-0.8	-0.5	1. E 应取 $2H$ 和迎风宽度 B 中的较小者。 2. 中间值可按线性插值法计算。 3. 迎风坡面可参考第 2 项取值。																			
α	$\leq 5^\circ$	15°	30°	$\geq 45^\circ$																																						
R_a	-2.0	-2.5	-2.3	-1.2																																						
R_b	-2.0	-2.0	-1.5	-0.5																																						
R_c	-1.2	-1.2	-0.8	-0.5																																						

(二) 非直接承受风荷载的局部风荷载体型系数

《建筑结构荷载规范》规定：

8.3.4 计算非直接承受风荷载的围护构件风荷载时，局部体型系数 μ_{s1} 可按构件的从属面积折减，折减系数按下列规定采用：

- 1 当从属面积不大于 1m^2 时，折减系数取1.0。
- 2 当从属面积大于或等于 25m^2 时，对墙面折减系数取0.8，对局部体型系数绝对值大于1.0的屋面区域折减系数取0.6，对其他屋面区域折减系数取1.0。
- 3 当从属面积大于 1m^2 小于 25m^2 时，墙面和绝对值大于1.0的屋面局部体型系数可采用对数插值，即按下式计算局部体型系数：

$$\mu_{s1}(A) = \mu_{s1}(1) + [\mu_{s1}(25) - \mu_{s1}(1)] \log A / 1.4$$

(8.3.4)

(三) 建筑物内部压力的局部风荷载体型系数

《建筑结构荷载规范》规定：

8.3.5 计算围护构件风荷载时，建筑物内部压力的局部体型系数可按下列规定采用：

- 1 封闭式建筑物，按其外表面风压的正负情况取-0.2或0.2。
- 2 仅一面墙有主导洞口的建筑物，按下列规定采用：
 - 1) 当开洞率大于0.02且小于或等于0.10时，取 $0.4\mu_{s1}$ ；
 - 2) 当开洞率大于0.10且小于或等于0.30时，取 $0.6\mu_{s1}$ ；
 - 3) 当开洞率大于0.30时，取 $0.8\mu_{s1}$ 。
- 3 其他情况，应按开放式建筑物的 μ_{s1} 取值。

注：1 主导洞口的开洞率是指单个主导洞口面积与该墙面全部面积之比。

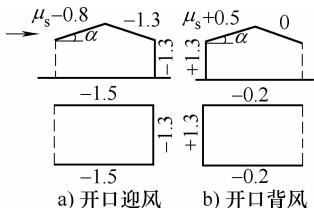
2 μ_{s1} 应取主导洞口对应位置的值。

《建筑结构荷载规范》8.3.5条“条文说明”指出：

主导洞口是指开孔面积较大且大风期间也不关闭的洞口。

本条第3款所称的开放式建筑是指主导洞口面积过大或不止一面墙存在大洞口的建筑物（例如本规范表8.3.1的26项）。

表 8.3.1 风荷载体型系数

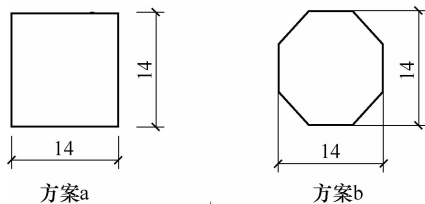
项次	类别	体型及体型系数 μ_s	备注
26	单面开敞式双坡屋面		迎风坡面的 μ_s 按第2项采用

真题

【5.4.5】 (2005 年二级考题, 因规范改版, 本题已作相应调整)

某拟建的高度为 59m 的 16 层现浇钢筋混凝土框剪结构, 质量和刚度沿高度分布比较均匀, 对风荷载不敏感, 其两种平面方案如图 5.4.17 所示。假设在如图所示的风作用方向两种结构方案的基本自振周期相同。

当估算维护结构风荷载时, 试问, 方案 a 和方案 b 相同高度迎风面中点处单位面积风荷载比值, 与下列何项比值最为接近?



图中长度单位:m

图 5.4.17

提示: 按《建筑结构荷载规范》GB 50009—2010

解题。

- (A) 1.5:1 (B) 1.15:1
(C) 1:1 (D) 1:1.2

【答案】 (C)

【简解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》8.1.1 条, 计算围护结构时: $w_k = \beta_{gz} \mu_{s1} \mu_z w_0$

由题目条件可知 a、b 方案的 β_{gz} 、 μ_z 、 w_0 相同, 仅需计算 μ_{s1} 。

(2) 根据《建筑结构荷载规范》8.3.3 条 3 款, 围护构件风荷载计算时, 不符合 1、2 款规定的其他房屋和构筑物可按本规范第 8.3.1 条规定体型系数的 1.25 倍取值。

(3) 根据《建筑结构荷载规范》表 8.3.1 条第 30 项, 正方形和正八边形迎风面中点处的体型系数均为 0.8。

(4) $w_{ka} : w_{kb} = 1.25 \times 0.8 : 1.25 \times 0.8 = 1 : 1$

【简解】

(1) 根据《荷规》8.1.1 条, $w_k = \beta_{gz} \mu_{s1} \mu_z w_0$ 。

(2) 根据《荷规》8.3.3 条 3 款, 体型系数乘以 1.25。

(3) 根据《荷规》表 8.3.1 条第 30 项, 两方案体形系数为 0.8。

(4) $w_{ka} : w_{kb} = 1.25 \times 0.8 : 1.25 \times 0.8 = 1 : 1$ 。

第五节 风振系数和阵风系数

一、风振系数

(一) 需考虑风振系数的范围

结构的顺风向作用可分解为平均风和脉动风, 平均风的作用可通过基本风压来反映, 基本风压是根据 10min 平均风速来确定的, 虽然它已从统计的角度体现了平均重现期为 50 年的最大风压值, 但它没有反映风速中的脉动成分。

当结构基本周期 $T_1 \geq 0.25s$ 时, 以及对于高度超过 30m 且高宽比大于 1.5 的高柔房屋, 由风引起的结构振动比较明显, 而且随着结构自振周期的增长, 风振也随着增强, 因此在设计中应考虑风振的影响, 而且在原则上还应考虑多个振型的影响; 对于前几个频率比较密集的结构, 例如桅杆、屋盖等结构, 需要考虑的振型可能多达 10 个及以上。对此都应按结构的随机

振动理论进行计算。

对于 $T_1 > 0.25\text{s}$ 的结构和高度小于 30m 或高宽比小于 1.5 的房屋，原则上也应考虑风振影响，但经计算表明，这类结构的风振一般不大，此时往往按构造要求进行设计，结构已有足够的刚度，因而一般不考虑风振也不至于影响结构的抗风安全。

对于跨度在 36m 以上的大跨度屋盖（包括悬挑屋盖结构，但不包括索结构），也应考虑风压脉动对结构发生的顺风向风振的影响。

《建筑结构荷载规范》规定：

8.4.1 对于高度大于 30m 且高宽比大于 1.5 的房屋，以及基本自振周期 T_1 大于 0.25s 的各种高耸结构，应考虑风压脉动对结构产生顺风向风振的影响。顺风向风振响应计算应按结构随机振动理论进行。对于符合本规范第 8.4.3 条规定的结构，可采用风振系数法计算其顺风向风荷载。

2 高层建筑顺风向风振加速度可按本规范附录 J 计算。

8.4.2 对于风敏感的或跨度大于 36m 的柔性屋盖结构，应考虑风压脉动对结构产生风振的影响。屋盖结构的风振响应，宜依据风洞试验结果按随机振动理论计算确定。

（二）结构的自振周期

在考虑风压脉动引起的风振效应时，常常需要计算结构的基本周期。结构的自振周期应按照结构动力学的方法求解，无限自由度或多自由度体系基本周期的计算十分复杂。在实际工程中，结构基本自振周期 T_1 常采用实测基础上回归得到的经验公式近似求解。

《建筑结构荷载规范》8.3.5 条指出：

注：1 结构的自振周期应按结构动力学计算；近似的基本自振周期 T_1 可按附录 F 计算。

《建筑结构荷载规范》附录 F 指出：

F.2.1 一般情况下，高层建筑的基本自振周期可根据建筑总层数近似地按下列规定采用：

1 钢结构的基本自振周期按下式计算：

$$T_1 = (0.10 \sim 0.15)n \quad (\text{F.2.1-1})$$

式中 n ——建筑总层数。

2 钢筋混凝土结构的基本自振周期按下式计算：

$$T_1 = (0.05 \sim 0.10)n \quad (\text{F.2.1-2})$$

F.2.2 钢筋混凝土框架、框剪和剪力墙结构的基本自振周期可按下列规定采用：

1 钢筋混凝土框架和框剪结构的基本自振周期按下式计算：

$$T_1 = 0.25 + 0.53 \times 10^{-3} \frac{H^2}{\sqrt[3]{B}} \quad (\text{F.2.2-1})$$

2 钢筋混凝土剪力墙结构的基本自振周期按下式计算：

$$T_1 = 0.03 + 0.03 \frac{H}{\sqrt[3]{B}} \quad (\text{F.2.2-2})$$

式中 H ——房屋总高度（m）；

B ——房屋宽度（m）。

(三) 高度 Z 的风振系数 β_z

《建筑结构荷载规范》规定：

8.4.3 对于一般竖向悬臂形结构，例如高层建筑和构架、塔架、烟囱等高耸结构，均可仅考虑结构第一振型的影响，结构的顺风向风荷载可按公式 (8.1.1-1) 计算。 z 高度处的风振系数 β_z 可按下列公式计算：

$$\beta_z = 1 + 2gI_{10}B_z \sqrt{1 + R^2} \quad (8.4.3)$$

式中 g ——峰值因子，可取 2.5；

I_{10} ——10m 高度名义湍流强度，对应 A、B、C 和 D 类地面粗糙度，可分别取 0.12、0.14、0.23 和 0.39；

R ——脉动风荷载的共振分量因子；

B_z ——脉动风荷载的背景分量因子。

(四) 脉动风荷载的共振分量因子

《建筑结构荷载规范》规定：

8.4.4 脉动风荷载的共振分量因子可按下列公式计算：

$$R = \sqrt{\frac{\pi}{6\zeta_1} \frac{x_1^2}{(1 + x_1^2)^{4/3}}} \quad (8.4.4-1)$$

$$x_1 = \frac{30f_1}{\sqrt{k_w w_0}}, \quad x_1 > 5 \quad (8.4.4-2)$$

式中 f_1 ——结构第 1 阶自振频率 (Hz)；

k_w ——地面粗糙度修正系数，对 A 类、B 类、C 类和 D 类地面粗糙度分别取 1.28、1.0、0.54 和 0.26；

ζ_1 ——结构阻尼比，对钢结构可取 0.01，对有填充墙的钢结构房屋可取 0.02，对钢筋混凝土及砌体结构可取 0.05，对其他结构可根据工程经验确定。

(五) 脉动风荷载的背景分量因子

《建筑结构荷载规范》规定：

8.4.5 脉动风荷载的背景分量因子可按下列规定确定：

1 对体型和质量沿高度均匀分布的高层建筑和高耸结构，可按下列公式计算：

$$B_z = kH^{a_1} \rho_x \rho_z \frac{\phi_1(z)}{\mu_z} \quad (8.4.5)$$

式中 $\phi_1(z)$ ——结构第 1 阶振型系数；

H ——结构总高度 (m)，对 A、B、C 和 D 类地面粗糙度， H 的取值分别不应大于 300m、350m、450m 和 550m；

ρ_x ——脉动风荷载水平方向相关系数；

ρ_z ——脉动风荷载竖直方向相关系数；

k 、 a_1 ——系数，按表 8.4.5-1 取值。

表 8.4.5-1 系数 k 和 a_1

粗糙度类别		A	B	C	D
高层建筑	k	0.944	0.670	0.295	0.112
	a_1	0.155	0.187	0.261	0.346

8.4.6 脉动风荷载的空间相关系数可按下列规定确定：

1 竖直方向的相关系数可按下式计算：

$$\rho_z = \frac{10 \sqrt{H + 60e^{-H/60}} - 60}{H} \quad (8.4.6-1)$$

式中 H ——结构总高度 (m)；对 A、B、C 和 D 类地面粗糙度， H 的取值分别不应大于 300m、350m、450m 和 550m。

2 水平方向相关系数可按下式计算：

$$\rho_x = \frac{10 \sqrt{B + 50e^{-B/50}} - 50}{B} \quad (8.4.6-2)$$

式中 B ——结构迎风面宽度 (m)， $B \leq 2H$ 。

3 对迎风面宽度较小的高耸结构，水平方向相关系数可取 $\rho_x = 1$ 。

(六) 振型系数

《建筑结构荷载规范》规定：

8.4.7 振型系数应根据结构动力计算确定。对外形、质量、刚度沿高度按连续规律变化的竖向悬臂型高耸结构及沿高度比较均匀的高层建筑，振型系数 $\phi_1(z)$ 也可根据相对高度 z/H 按本规范附录 G 确定。

G.0.3 迎风面宽度较大的高层建筑，当剪力墙和框架均起主要作用时，其振型系数可按表 G.0.3 采用。

表 G.0.3 高层建筑的振型系数

相对高度	振型序号			
z/H	1	2	3	4
0.1	0.02	-0.09	0.22	-0.38
0.2	0.08	-0.30	0.58	-0.73
0.3	0.17	-0.50	0.70	-0.40
0.4	0.27	-0.68	0.46	0.33
0.5	0.38	-0.63	-0.03	0.68
0.6	0.45	-0.48	-0.49	0.29
0.7	0.67	-0.18	-0.63	-0.47
0.8	0.74	0.17	-0.34	-0.62
0.9	0.86	0.58	0.27	-0.02
1.0	1.00	1.00	1.00	1.00

(七) 小结

确定基本参数	g ——峰值因子,可取 2.5; f_1 ——结构第 1 阶自振频率 (Hz); ζ ——结构阻尼比,可取 0.05; W_0 ——基本风压 (kN/m ²)					H ——结构总高度 (m); B ——结构迎风面宽度 (m), $B\leqslant 2H$; z ——离地面高度 (m); μ_z ——风压高度变化系数 (表 8.2.1); $\phi(z)$ ——结构第 1 阶振型系数																																								
查系数						表 8.4.5-1 系数 k 和 a_1																																								
						<table><tr><td>粗糙度类别</td><td colspan="2">A</td><td colspan="2">B</td><td colspan="2">C</td><td colspan="3">D</td></tr><tr><td>k</td><td colspan="2">0.944</td><td colspan="2">0.670</td><td colspan="2">0.299</td><td colspan="3">0.112</td></tr><tr><td>a_1</td><td colspan="2">0.155</td><td colspan="2">0.187</td><td colspan="2">0.261</td><td colspan="3">0.346</td></tr></table>											粗糙度类别	A		B		C		D			k	0.944		0.670		0.299		0.112			a_1	0.155		0.187		0.261		0.346		
	粗糙度类别	A		B		C		D																																						
k	0.944		0.670		0.299		0.112																																							
a_1	0.155		0.187		0.261		0.346																																							
					表 G.0.3 高层建筑的振型系数																																									
					<table><tr><td>相对高度 z/H</td><td>0.1</td><td>0.2</td><td>0.3</td><td>0.4</td><td>0.5</td><td>0.6</td><td>0.7</td><td>0.8</td><td>0.9</td><td>1.0</td></tr><tr><td>$\phi(z)$</td><td>0.02</td><td>0.08</td><td>0.17</td><td>0.27</td><td>0.38</td><td>0.45</td><td>0.67</td><td>0.74</td><td>0.86</td><td>1.00</td></tr></table>											相对高度 z/H	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	$\phi(z)$	0.02	0.08	0.17	0.27	0.38	0.45	0.67	0.74	0.86	1.00									
相对高度 z/H	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0																																				
$\phi(z)$	0.02	0.08	0.17	0.27	0.38	0.45	0.67	0.74	0.86	1.00																																				
计算相关系数	$x_1 = \frac{30f_1}{\sqrt{k_w w_0}}, \quad x_1 > 5$					脉动风荷载竖直方向的空间相关系数 $\rho_z = \frac{10 \sqrt{H+60}e^{-H/60}-60}{H}$					脉动风荷载水平方向的空间相关系数 $\rho_x = \frac{10 \sqrt{B+50}e^{-B/50}-50}{B}$																																			
计算分量因子	脉动风荷载的共振分量因子 $R = \sqrt{\frac{\pi}{6\xi_1} \frac{x_1^2}{(1+x_1^2)^{4/3}}}$					脉动风荷载的背景分量因子 $B_z = kH^{a_1} \rho_x \rho_z \frac{\phi_1(z)}{\mu_z}$																																								
计算风振系数	z 高度处的风振系数 β_z : $\beta_z = 1 + 2gI_{10}B_z \sqrt{1+R^2}$																																													

真题 【5.5.1】 (2002 年一级考题,因规范改版,本题已作相应调整)

某密集建筑群的市区有一 28 层的一般高层混凝土建筑,如图 5.5.1 所示。地面以上高度为 90m。平面为一外径 26m 的圆形,根据《全国基本风压分布图》查得的基本风压数值为 $0.3\text{kN}/\text{m}^2$,风荷载体型系数为 0.8。当结构基本自振周期 $T_1=1.6\text{s}$ 时,承载力计算时,脉动风荷载的共振分量因子最接近于下列何项数值?

- (A) 0.8
- (B) 0.9
- (C) 1.0
- (D) 1.1

【答案】 (B)

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》8.4.4 条, $R =$

$$\sqrt{\frac{\pi}{6\zeta_1} \frac{x_1^2}{(1+x_1^2)^{4/3}}}, x_1 = \frac{30f_1}{\sqrt{k_w w_0}}, x_1 > 5。$$

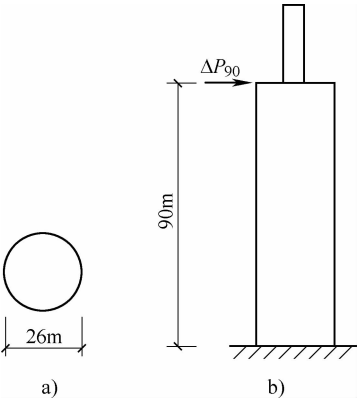


图 5.5.1

$$(2) f_1 = \frac{1}{T_1} = \frac{1}{1.6} = 0.625; \text{市区地面粗糙度为 C 类, } k_w = 0.54;$$

$$w_0 = 0.3 \text{ kN/m}^2; \text{钢筋混凝土结构, } \zeta_1 = 0.05;$$

$$x_1 = \frac{30f_1}{\sqrt{k_w w_0}} = \frac{30 \times 0.625}{\sqrt{0.54 \times 0.3}} = 46.58 > 5$$

$$R = \sqrt{\frac{\pi}{6\zeta_1} \frac{x_1^2}{(1+x_1^2)^{4/3}}} = \sqrt{\frac{3.14}{6 \times 0.05} \times \frac{46.58^2}{(1+46.58^2)^{4/3}}} = 0.9, \text{ (B) 正确。}$$

【简解】

$$\text{根据《荷规》8.4.4 条, } R = \sqrt{\frac{\pi}{6\zeta_1} \frac{x_1^2}{(1+x_1^2)^{4/3}}}, x_1 = \frac{30f_1}{\sqrt{k_w w_0}}, x_1 > 5$$

$$f_1 = \frac{1}{T_1} = \frac{1}{1.6} = 0.625; \text{C 类, } k_w = 0.54; w_0 = 0.3 \text{ kN/m}^2; \zeta_1 = 0.05$$

$$x_1 = \frac{30f_1}{\sqrt{k_w w_0}} = \frac{30 \times 0.625}{\sqrt{0.54 \times 0.3}} = 46.58 > 5$$

$$R = \sqrt{\frac{\pi}{6\zeta_1} \frac{x_1^2}{(1+x_1^2)^{4/3}}} = \sqrt{\frac{3.14}{6 \times 0.05} \times \frac{46.58^2}{(1+46.58^2)^{4/3}}} = 0.9, \text{ (B) 正确。}$$

真题

【5.5.2】(2009 年一级考题, 因规范改版, 本题已作相应调整)

某密集建筑群的城市市区有一高层建筑, 设计使用年限 100 年, 地上 28 层, 地下 2 层, 地面以上高度为 90m, 屋面有小塔架, 平面外形为正六边形 (可忽略扭转影响), 如图 5.5.2 所示。假定基本风压重现期 50 年 $w_0 = 0.55 \text{ kN/m}^2$, 重现期 100 年 $w_0 = 0.60 \text{ kN/m}^2$, 当结构基本周期 $T_1 = 1.7 \text{ s}$ (已考虑填充墙影响) 时, 承载力设计时脉动风荷载的共振分量因子与下列何项数值最为接近?

(A) 1.05

(B) 1.25

(C) 1.35

(D) 1.45

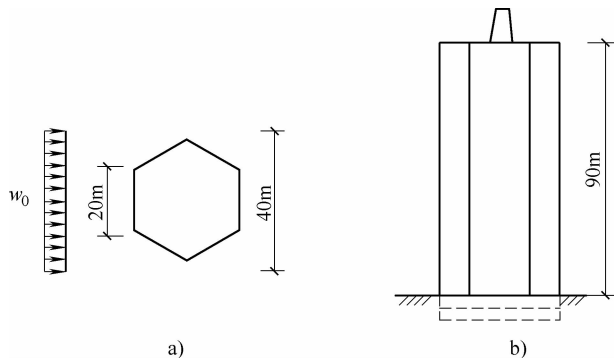


图 5.5.2

a) 建筑平面示意图 b) 建筑立面示意图

【答案】(A)

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》3.2.5 条, 风荷载应取重现期为设计使用年限确定基本风压, 本题建筑设计使用年限为 100 年, 取基本风压为 $w_0 = 0.60 \text{ kN/m}^2$ 。

(2) 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》4.2.2 条及条文说明,一般情况下,对于高度大于 60m 的高层建筑,承载力设计时风荷载计算可按基本风压的 1.1 倍采用。本条的规定,对设计使用年限为 50 年和 100 年的高层建筑结构都是适用的。

$$w_0 = 1.1 \times 0.6 = 0.66 \text{ kN/m}^2$$

$$(3) \text{ 根据《建筑结构荷载规范》8.4.4, } R = \sqrt{\frac{\pi}{6\zeta_1} \frac{x_1^2}{(1+x_1^2)^{4/3}}}, x_1 = \frac{30f_1}{\sqrt{k_w w_0}}, x_1 > 5$$

$$f_1 = \frac{1}{T_1} = \frac{1}{1.7} = 0.588; \text{ 地面粗糙度为 C 类, } k_w = 0.54; w_0 = 0.66 \text{ kN/m}^2$$

$$\zeta_1 = 0.05; x_1 = \frac{30f_1}{\sqrt{k_w w_0}} = \frac{30 \times 0.588}{\sqrt{0.54 \times 0.66}} = 29.55 > 5$$

$$R = \sqrt{\frac{\pi}{6\zeta_1} \frac{x_1^2}{(1+x_1^2)^{4/3}}} = \sqrt{\frac{3.14}{6 \times 0.05} \times \frac{29.55^2}{(1+29.55^2)^{4/3}}} = 1.05, \text{ (A) 正确。}$$

【简解】

(1) 根据《荷规》3.2.5 条, $w_0 = 0.60 \text{ kN/m}^2$ 。

(2) 根据《高规》4.2.2 条, $w_0 = 1.1 \times 0.6 = 0.66 \text{ kN/m}^2$ 。

(3) 根据《荷规》8.4.4 条:

$$f_1 = \frac{1}{T_1} = \frac{1}{1.7} = 0.588; \text{ C 类, } k_w = 0.54; w_0 = 0.66 \text{ kN/m}^2$$

$$\zeta_1 = 0.05; x_1 = \frac{30f_1}{\sqrt{k_w w_0}} = \frac{30 \times 0.588}{\sqrt{0.54 \times 0.66}} = 29.55 > 5$$

$$R = \sqrt{\frac{\pi}{6\zeta_1} \frac{x_1^2}{(1+x_1^2)^{4/3}}} = \sqrt{\frac{3.14}{6 \times 0.05} \times \frac{29.55^2}{(1+29.55^2)^{4/3}}} = 1.05, \text{ (A) 正确。}$$

真题

【5.5.3】~【5.5.4】 (2004 年一级考题, 因规范改版, 本题已作相应调整)

密集建筑群的城市市区中的某建筑, 设计使用年限 100 年, 地上 28 层, 地下一层, 为一般框架-核心筒钢筋混凝土高层建筑。抗震设防烈度为 7 度。该建筑质量、刚度沿高度比较均匀, 平面切角正三角形, 如图 5.5.3 所示。

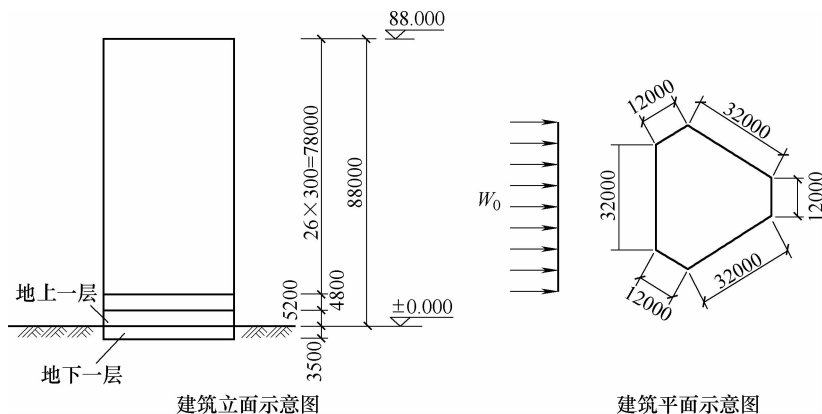


图 5.5.3

真题**【5.5.3】** (2004 年一级考题, 因规范改版, 本题已作相应调整)

假定当重现期为 10 年时基本风压值 $w_0 = 0.40\text{kN/m}^2$; 当为 50 年时基本风压值 $w_0 = 0.65\text{kN/m}^2$, 当为 100 年时基本风压值 $w_0 = 0.75\text{kN/m}^2$ 。结构基本周期 $T_1 = 2.9\text{s}$ 。承载力设计时, 试确定该建筑脉动风荷载的共振分量因子与下列何项数值最为接近?

- (A) 1.30 (B) 1.50 (C) 1.70 (D) 1.90

【答案】 (A)**【详解】**

(1) 根据《建筑结构荷载规范》3.2.5 条, 风荷载应取重现期为设计使用年限确定基本风压, 本题建筑设计使用年限为 100 年, 取基本风压为 $w_0 = 0.75\text{kN/m}^2$ 。

(2) 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》4.2.2 条及条文说明, 一般情况下, 对于高度大于 60m 的高层建筑, 承载力设计时风荷载计算可按基本风压的 1.1 倍采用。本条的规定, 对设计使用年限为 50 年和 100 年的高层建筑结构都是适用的。

$$w_0 = 1.1 \times 0.75 = 0.825\text{kN/m}^2$$

(3) 根据《建筑结构荷载规范》8.4.4 条, $R = \sqrt{\frac{\pi}{6\zeta_1} \frac{x_1^2}{(1+x_1^2)^{4/3}}}$, $x_1 = \frac{30f_1}{\sqrt{k_w w_0}}$, $x_1 > 5$

$$f_1 = \frac{1}{T_1} = \frac{1}{2.9} = 0.345; \text{地面粗糙度为 C 类, } k_w = 0.54; w_0 = 0.825\text{kN/m}^2$$

$$\zeta_1 = 0.05; x_1 = \frac{30f_1}{\sqrt{k_w w_0}} = \frac{30 \times 0.345}{\sqrt{0.54 \times 0.825}} = 15.52 > 5$$

$$R = \sqrt{\frac{\pi}{6\zeta_1} \frac{x_1^2}{(1+x_1^2)^{4/3}}} = \sqrt{\frac{3.14}{6 \times 0.05} \times \frac{15.52^2}{(1+15.52^2)^{4/3}}} = 1.29, \text{ (A) 正确。}$$

【简解】

(1) 根据《荷规》3.2.5 条, $w_0 = 0.75\text{kN/m}^2$ 。

(2) 根据《高规》4.2.2 条及条文说明, $w_0 = 1.1 \times 0.75 = 0.825\text{kN/m}^2$ 。

(3) 根据《荷规》8.4.4 条:

$$f_1 = \frac{1}{T_1} = \frac{1}{2.9} = 0.345; \text{C 类, } k_w = 0.54; w_0 = 0.825\text{kN/m}^2$$

$$\zeta_1 = 0.05; x_1 = \frac{30f_1}{\sqrt{k_w w_0}} = \frac{30 \times 0.345}{\sqrt{0.54 \times 0.825}} = 15.52 > 5$$

$$R = \sqrt{\frac{\pi}{6\zeta_1} \frac{x_1^2}{(1+x_1^2)^{4/3}}} = \sqrt{\frac{3.14}{6 \times 0.05} \times \frac{15.52^2}{(1+15.52^2)^{4/3}}} = 1.29, \text{ (A) 正确。}$$

真题**【5.5.4】** (2004 年一级考题, 因规范改版, 本题已作相应调整)

试问, 屋面处脉动风荷载的背景分量因子 B_z 与下列何项数值最为接近?

- (A) 0.3 (B) 0.43 (C) 0.55 (D) 0.65

【答案】 (B)**【详解】**

(1) 根据《建筑结构荷载规范》8.4.5 条, $B_z = kH^{a_1} \rho_s \rho_z \frac{\phi_1(z)}{\mu_z}$ 。

地面粗糙度为 C 类, 查表 8.4.5-1 得: $k=0.295$, $a_1=0.261$;

$H=88\text{m}$, 查表 8.2.1 得: $\mu_z=1.36+\frac{88-80}{90-80}\times(1.43-1.36)=1.416$ 。

(2) 根据《建筑结构荷载规范》8.4.6 条:

$$\rho_z = \frac{10 \sqrt{H+60e^{-H/60}} - 60}{H} = \frac{10 \sqrt{88+60e^{-88/60}} - 60}{88} = 0.735$$

$$\rho_x = \frac{10 \sqrt{B+50e^{-B/50}} - 50}{B}$$

$$B = 32 + 2 \times 12 \times \sin 30^\circ = 44\text{m} \leq 2H = 176\text{m}$$

$$\rho_x = \frac{10 \sqrt{44+50e^{-44/50}} - 50}{44} = 0.873$$

(3) 根据《建筑结构荷载规范》8.4.7 条及附录 G, 屋面处的结构第 1 阶振型系数为:

$$\phi_1(z) = 1$$

$$(4) B_z = kH^{a_1} \rho_x \rho_z \frac{\phi_1(z)}{\mu_z} = 0.295 \times 88^{0.261} \times 0.873 \times 0.735 \times \frac{1}{1.416} = 0.43$$

(B) 正确。

【简解】

(1) 根据《荷规》8.4.5 条:

C 类, 查表 8.4.5-1: $k=0.295$, $a_1=0.261$;

$H=88\text{m}$, 查表 8.2.1: $\mu_z=1.36+\frac{88-80}{90-80}\times(1.43-1.36)=1.416$ 。

(2) 根据《荷规》8.4.6 条:

$$\rho_z = \frac{10 \sqrt{H+60e^{-H/60}} - 60}{H} = \frac{10 \sqrt{88+60e^{-88/60}} - 60}{88} = 0.735$$

$$\rho_x = \frac{10 \sqrt{B+50e^{-B/50}} - 50}{B}$$

$$B = 32 + 2 \times 12 \times \sin 30^\circ = 44\text{m} \leq 2H = 176\text{m}$$

$$\rho_x = \frac{10 \sqrt{44+50e^{-44/50}} - 50}{44} = 0.873。$$

(3) 查《荷规》附录 G, $\phi_1(z) = 1$ 。

$$(4) B_z = kH^{a_1} \rho_x \rho_z \frac{\phi_1(z)}{\mu_z} = 0.295 \times 88^{0.261} \times 0.873 \times 0.735 \times \frac{1}{1.416} = 0.43, (B) \text{ 正确。}$$

$$\zeta_1 = 0.05; x_1 = \frac{30f_1}{\sqrt{k_w w_0}} = \frac{30 \times 0.833}{\sqrt{1.00 \times 0.6}} = 32.26 > 5$$

二、阵风系数

对于围护结构, 由于其刚度较大, 在结构效应中可不必考虑其共振分量, 此时可仅在平均风压的基础上, 近似考虑脉动风瞬间的增大因素, 即在平均风的基础上乘以阵风系数。

风速是脉动的, 不同时距下的平均风速是不同的, 图 5.5.4 列出了 3s 的平均风速和 10min

的平均风速，可见较小时距的平均风速大，较大时距的平均风速小。

结构上承受的总风压主要考虑的是受风面积大小的因素。对小型结构可取较大时距的平均风压。对大型结构可取较小时距的平均风压。

基本风压是由 10min 风速确定的。围护构件应取较小时距的风速，故应考虑脉动风瞬间的增大因素，此增大因素即是在基本风压的基础上所乘的阵风系数。

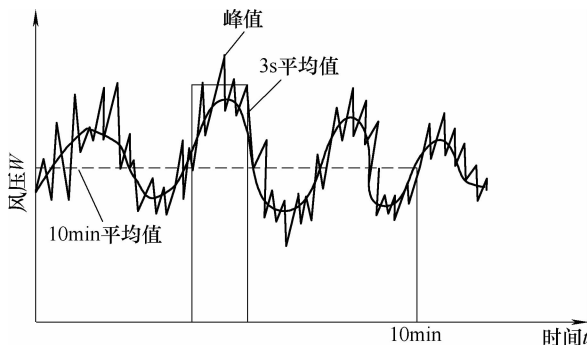


图 5.5.4 风速随时间变化

8.6.1 计算围护结构（包括门窗）风荷载时的阵风系数应按表 8.6.1 确定。

表 8.6.1 阵风系数 β_{gz}

离地面高度 /m	地面粗糙度类别			
	A	B	C	D
5	1.65	1.70	2.05	2.40
10	1.60	1.70	2.05	2.40
15	1.57	1.66	2.05	2.40
20	1.55	1.63	1.99	2.40
30	1.53	1.59	1.90	2.40

第六节 风荷载标准值

一、主体结构的风荷载标准值

（一）《建筑结构荷载规范》的规定

8.1.1 垂直于建筑物表面上的风荷载标准值，应按下列规定确定：

1 计算主要受力结构时，应按下列公式计算：

$$w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0 \quad (8.1.1-1)$$

式中 w_k ——风荷载标准值 (kN/m^2)；

β_z ——高度 z 处的风振系数；

μ_s ——风荷载体型系数；

μ_z ——风压高度变化系数；

w_0 ——基本风压 (kN/m^2)。

(二) 《高层建筑混凝土结构技术规程》的规定

4.2.1 主体结构计算时,风荷载作用面积应取垂直于风向的最大投影面积,垂直于建筑物表面的单位面积风荷载标准值应按下式计算:

$$w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0 \quad (4.2.1)$$

式中 w_k ——风荷载标准值 (kN/m^2);

w_0 ——基本风压 (kN/m^2), 应按本规程第 4.2.2 条的规定采用;

μ_z ——风压高度变化系数, 应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的有关规定采用;

μ_s ——风荷载体型系数, 应按本规程第 4.2.3 条的规定采用;

β_z —— z 高度处的风振系数, 应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的有关规定采用。

(三) 受风面和风向不垂直时的风力计算

1. 屋面和风向不垂直时的风力计算

屋盖顶面斜坡部分的风荷载计算, 要将垂直屋面表面的荷载投影到水平面上, 如图 5.6.1b 所示的屋面斜坡, 已知斜坡高度 h_2 、斜坡与水平面的夹角为 α , 斜坡的宽度 $s = h_2 / \sin \alpha$, 作用屋面上的风荷载 w_k (kN/m^2) 是垂直于斜坡的, 现沿房屋长度方向取单位长度 $b = 1\text{m}$ 求风荷载产生的合力。以左侧为例, $q^* = w_k s = \mu_s \mu_z w_0 s = \mu_s \mu_z w_0 h_2 / \sin \alpha$ 。其水平方向的分力 $F = q^* \sin \alpha = \mu_s \mu_z w_0 h_2$ 。在设计中需要应用到由屋面风荷载产生的水平分力时, 可以直接应用公式 $F = \mu_s \mu_z w_0 h_2$ 进行计算。具体计算过程请参阅算例【5.6.1】。

真题**【5.6.1】** 无天窗单跨单层厂房的风荷载计算

条件: 某金工车间, 外形尺寸及部分风载体型系数如图 5.6.1a 所示, 基本风压 $w_0 = 0.35\text{kN/m}^2$, 柱顶标高为 $+10.5\text{m}$, 室外天然地坪标高为 -0.30m , $h_1 = 2.1\text{m}$, $h_2 = 1.2\text{m}$, 地面粗糙类别为 B, 排架计算宽度 $B = 6\text{m}$ 。

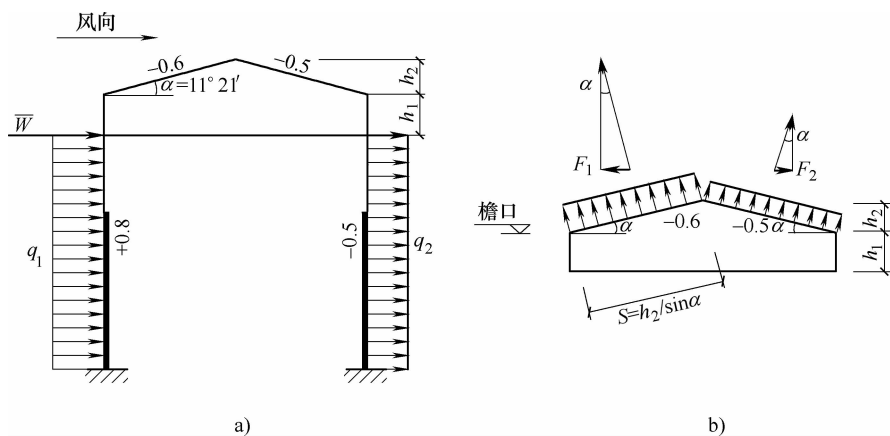


图 5.6.1 屋盖部分风荷载的计算

要求: 求作用在排架上风荷载的设计值。

【解答】

(1) 柱顶到室外天然地坪的高度: $H = 10.5 + 0.3 = 10.8\text{m}$ 。

根据《建筑结构荷载规范》表 8.2.1, 风压高度变化系数:

$$\mu_z = 1 + \frac{1.13 - 1.00}{15 - 10} \times (10.8 - 10) = 1.02$$

偏于安全地取柱高度范围内的风压高度变化系数均为 1.02。

$$q_{1k} = \mu_s \mu_z w_0 B = 0.8 \times 1.02 \times 0.35 \times 6 = 1.71\text{kN/m}$$

$$q_{2k} = \mu_s \mu_z w_0 B = 0.5 \times 1.02 \times 0.35 \times 6 = 1.07\text{kN/m}$$

$$q_1 = \gamma_Q q_{1k} = 1.4 \times 1.71 = 2.39\text{kN/m}$$

$$q_2 = \gamma_Q q_{2k} = 1.4 \times 1.07 = 1.50\text{kN/m}$$

(2) 檐口到屋顶的高度变化较小, 因此取檐口处的风压高度变化系数为整个屋盖的系数。

$$H = 10.8 + 2.1 = 12.9\text{m}; \mu_z = 1 + \frac{1.13 - 1.00}{15 - 10} \times (12.9 - 10) = 1.08$$

屋盖斜坡计算水平风荷载时, 可取 h_2 带入公式

$$\begin{aligned} \overline{w_k} &= [(0.8 + 0.5)h_1 + (0.5 - 0.6)h_2] \mu_z w_0 B \\ &= [1.3 \times 2.1 - 0.1 \times 1.2] \times 1.08 \times 0.35 \times 6 \\ &= 5.92\text{kN} \\ \overline{w} &= \gamma \overline{w_k} = 1.4 \times 5.92 = 8.29\text{kN} \end{aligned}$$

2. 墙面和风向不垂直时的风力计算

在结构设计时, 应将总体风荷载集中作用在各楼层位置, 计算结构的内力及位移。总风荷载为建筑物各个表面上承受风力的合力, 是沿建筑物高度变化的线荷载。首先计算得到某高度处风荷载标准值 w_k , 然后计算该高度处各个受风面上风荷载的合力值 (各受风面上的风荷载垂直于该表面, 投影后求合力), 通常按 x 、 y 两个互相垂直的方向分别计算总风荷载。也可按下列公式直接计算 z 高度处的总风荷载标准值:

$$w_z = \beta \mu_z w_0 (\mu_{s1} B_1 \cos \alpha_1 + \mu_{s2} B_2 \cos \alpha_2 + \cdots + \mu_{sn} B_n \cos \alpha_n)$$

式中 n ——建筑物外围表面数 (每一个平面作为一个表面);

B_1 、 B_2 、 $\cdots$ 、 B_n ——第 i 个表面的宽度;

μ_{s1} 、 μ_{s2} 、 $\cdots$ 、 μ_{sn} ——第 i 个表面的平均风荷载体型系数;

α_1 、 α_2 、 $\cdots$ 、 α_n ——第 i 个表面法线与风荷载作用方向的夹角。

式中 $B \cos \alpha$ 为垂直于风作用方向的最大投影宽度。当建筑物某个表面与风力作用方向垂直时, 即 $\alpha_i = 0^\circ$, 则这个表面的风压全部计入总风荷载; 当某个表面与风力作用方向平行时, 即 $\alpha_i = 90^\circ$, 则这个表面的风压不计入总风荷载; 其他与风作用方向成某一夹角的表面, 都应计入该表面上压力在风作用方向的分力, 在计算时要特别注意区别每个表面是风压力还是风吸力, 以便在求合力时作矢量相加。注意, 由上式计算得到的 w 是线分布荷载, 单位是 kN/m 。各表面风力的合力作用点, 即为总体风荷载的作用点, 其位置按静力平衡条件确定。设计时, 将沿高度分布的总体风荷载的线荷载换算成集中作用在各楼层位置的集中荷载, 再计算结构的内力及位移。

【5.6.2】 屋顶处垂直于建筑物表面的风荷载计算

条件: 图 5.6.2 为一框架-剪力墙结构的平面图, 图上标出了风荷载及其合力的作用位置,

18 层房屋总高 58m，位于房屋比较稀疏的乡镇，基本风压 $w_0 = 0.385\text{kN/m}^2$ ，风振系数 $\beta_z = 1.41$ ，风向为图中箭头所示方向。

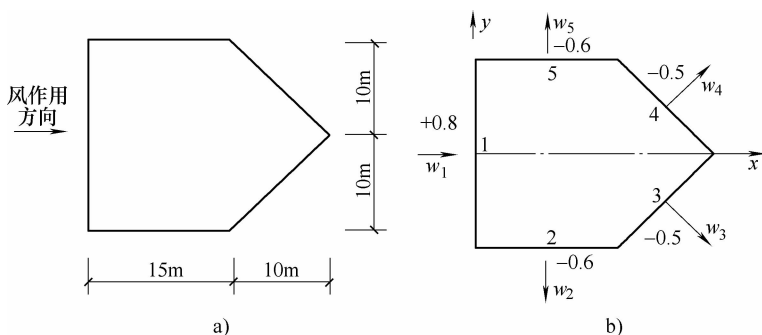


图 5.6.2

要求：计算屋顶处 x 轴正方向的风荷载。

【解答】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》8.1.1 条， z 高度处第 i 个表面每延长米的风荷载在风作用方向的投影为：

$$w_i = \beta_z \mu_z w_0 \mu_{si} B_i \cos \alpha_i$$

式中 B_i ——第 i 个表面的宽度；

α_i ——第 i 个表面的法线与 x 轴的夹角；

μ_{si} ——第 i 个表面的风荷载体型系数；

μ_z 、 β_z —— z 高度处的风压高度变化系数，风振系数。

(2) 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》4.2.2 条，建筑高度小于 60m，不必乘以 1.1 的增大系数。

(3) 根据《建筑结构荷载规范》8.2.1 条，地面粗糙度为 B 类，58m 处的风压高度变化系数为：

$$\mu_z = 1.62 + \frac{58 - 50}{60 - 50} \times (1.71 - 1.62) = 1.69$$

(4) 求 x 轴正方向的风荷载，计算过程如下表：

序 号	μ_{si}	$B_i \cos \alpha_i / \text{m}$	$\mu_{si} B_i \cos \alpha_i$
1	0.8	20	16(压)
2	-0.5	10	-5(吸)
3	-0.5	10	-5(吸)
		$\sum \mu_{si} B_i \cos \alpha_i$	26(x 正向)

$$w_z = \beta_z \mu_z w_0 \sum \mu_{si} B_i \cos \alpha_i = 1.41 \times 1.69 \times 0.385 \times 26 = 23.85\text{kN/m}^2$$

(四) 求高度 z 处的风荷载 (已知 μ_z 、 β_z)

1. 按各边风荷载体型系数计算

真题 【5.6.3】 (2003 年二级考题，因规范改版，本题已作相应调整)

某一建筑建于房屋比较稀疏的乡镇，钢筋混凝土高层框架-剪力墙结构，已知基本风压 w_0

$=0.6\text{kN/m}^2$, $T_1=1.2\text{s}$, 该建筑外形、质量、刚度沿高度分均匀变化, 如图 5.6.3 所示。

假定 $\beta_z=1.62$, 试问, 50m 高度处垂直于建筑物表面的迎风面风荷载标准值 (kN/m^2) 与下列何项数值最为接近?

提示: 按《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2010) 附录 B 确定风荷载体型系数, 此时 $\alpha=0^\circ$ 。

- (A) 0.9 (B) 1.3
(C) 0.83 (D) 1.65

【答案】 (B)

【详解】

(1) 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》附录 B.0.1 第 2 项, 如下图所示,

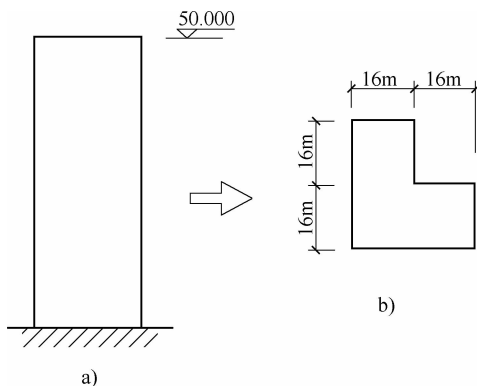
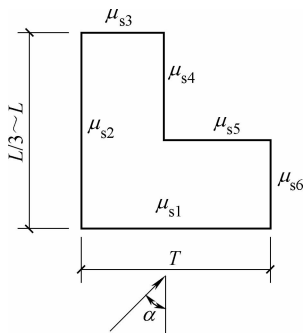


图 5.6.3

a) 立面图 b) 平面图



μ_s α	μ_{s1}	μ_{s2}	μ_{s3}	μ_{s4}	μ_{s5}	μ_{s6}
0°	0.80	-0.70	-0.60	-0.50	-0.50	-0.60
45°	0.50	0.50	-0.80	-0.70	-0.70	-0.80
225°	-0.60	-0.60	0.30	0.90	0.90	0.30

$\alpha=0$ 时, $\mu_{s1}=0.8$

(2) 根据《建筑结构荷载规范》8.2.1 条, 地面粗糙度为 B 类, $\mu_z=1.62$ 。

(3) 根据《建筑结构荷载规范》8.1.1 条:

$$w_k = \beta_z \mu_{s1} \mu_z w_0 = 1.62 \times 0.8 \times 1.62 \times 0.6 = 1.26 \text{kN/m}^2, \text{ (B) 正确。}$$

【简解】

(1) 根据《高规》附录 B.0.1 第 2 项, $\alpha=0$ 时, $\mu_{s1}=0.8$ 。

(2) 根据《荷规》8.2.1 条, B 类, $\mu_z=1.62$ 。

(3) 根据《荷规》8.1.1 条

$$w_k = \beta_z \mu_{s1} \mu_z w_0 = 1.62 \times 0.8 \times 1.62 \times 0.6 = 1.26 \text{kN/m}^2, \text{ (B) 正确。}$$

真题

【5.6.4】(2011 年二级考题, 因规范改版, 本题已作相应调整)

某 15 层框架-剪力墙结构, 其平面、立面示意图如图 5.6.4 所示, 质量和刚度沿竖向分布均匀, 对风荷载不敏感, 房屋高度 58m, 首层层高 5m, 二~五层层高 4.5m, 其余各层层高均为 3.5m。

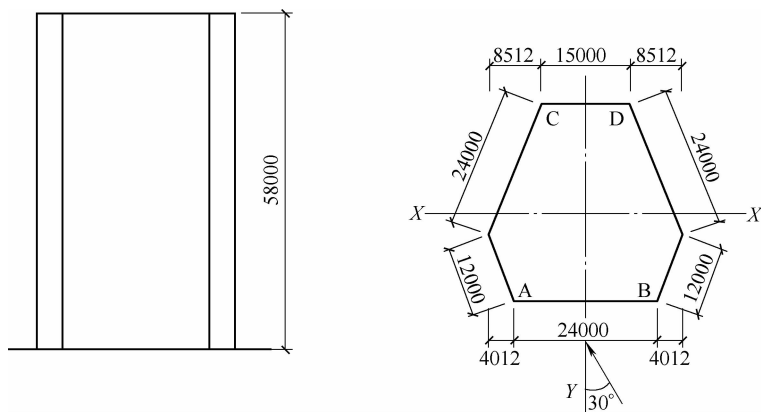


图 5.6.4

已知该建筑位于房屋比较稀疏的乡镇，地面粗糙度为 B 类，所在地区基本风压 $w_0 = 0.65 \text{ kN/m}^2$ ，屋顶处的风振系数 $\beta = 1.402$ 。试问，在图 5.6.4 所示方向的风荷载作用下，屋顶 1m 高度范围内 Y 向的风荷载标准值 w_k (kN/m^2)，与下列何项数值最为接近？

- (A) 1.28 (B) 1.59 (C) 1.91 (D) 3.43

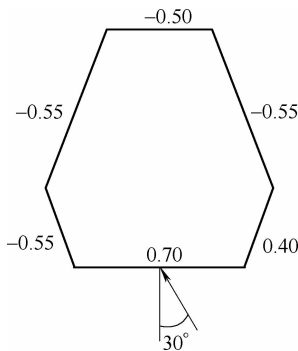
【答案】 (B)

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》8.2.1 条，地面粗糙度为 B 类， $H = 58 \text{ m}$ ，由表 8.2.1 得：

$$\mu_z = 1.62 + \frac{58 - 50}{60 - 50} \times (1.71 - 1.62) = 1.69$$

(2) 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》附录 B.0.1 第 11 项得到各表面的体型分布系数如下图所示。



(3) 根据《建筑结构荷载规范》8.1.1 条， $w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0$ 。计算 Y 向的风荷载时，将各表面在垂直于 Y 向的投影宽度代入公式。

$$w_k = 1.402 \times (0.7 \times 24 + 0.4 \times 4.012 - 0.55 \times 4.012 + 2 \times 0.55 \times 8.512 + 0.50 \times 15) \times 1.69 \times 0.65 = 50.92 \text{ kN/m}$$

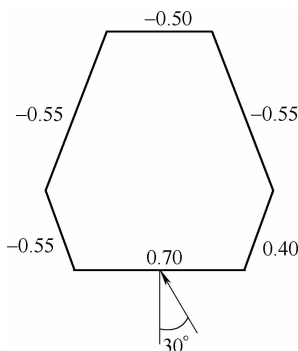
(4) 屋顶处 Y 向的风荷载标准值为： $\frac{50.92}{4.012 + 24 + 4.012} = 1.59 \text{ kN/m}^2$ ，(B) 正确。

【简解】

(1) 查《荷规》表 8.2.1，B 类， $H = 58 \text{ m}$ ；

$$\mu_z = 1.62 + \frac{58 - 50}{60 - 50} \times (1.71 - 1.62) = 1.69$$

(2) 根据《高规》附录 B.0.1 第 11 项得:



(3) 根据《荷规》8.1.1 条:

$$w_k = 1.402 \times (0.7 \times 24 + 0.4 \times 4.012 - 0.55 \times 4.012 + 2 \times 0.55 \times 8.512 + 0.50 \times 15) \times 1.69 \times 0.65 = 50.92 \text{ kN/m}$$

$$\frac{50.92}{4.012 + 24 + 4.012} = 1.59 \text{ kN/m}^2, \text{ (B) 正确。}$$

真题

【5.6.5】~【5.6.6】 (2004 年二级考题, 因规范改版, 本题已作相应调整)

某一建于非地震区的 12 层现浇钢筋混凝土框剪结构, 其平面、立面示意图如图 5.6.5 所示, 设计使用年限为 100 年, 属于对风荷载比较敏感的高层建筑。其 50 年重现期的基本风压 $w_0 = 0.6 \text{ kN/m}^2$, 100 年重现期的基本风压 $w_0 = 0.7 \text{ kN/m}^2$; 地面粗糙度为 C 类。该建筑物质量和刚度沿高度分布比较均匀, 基本自振周期 $T_1 = 1.5 \text{ s}$, 风振系数 $\beta_z = 1.426$ 。

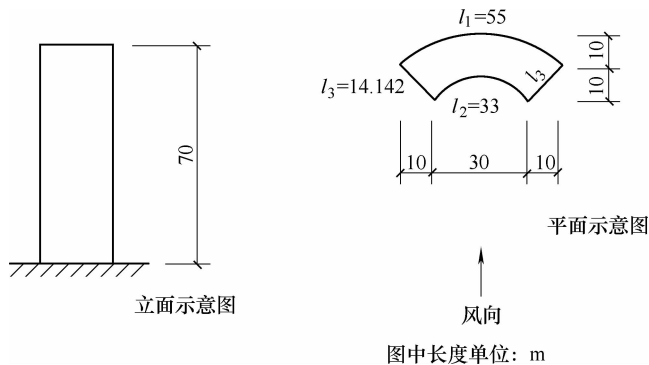


图 5.6.5

真题

【5.6.5】 假定未知风荷载体型系数为 μ_s , 试问, 承载力设计时屋顶处垂直于建筑物表面的风荷载标准值 w_k (kN/m^2), 与下列何项数值最为接近?

- (A) $1.283\mu_s$ (B) $1.384\mu_s$ (C) $1.405\mu_s$ (D) $1.578\mu_s$

【答案】 (C)

【详解】

(1) 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》4.2.2 条, 基本风压按《建筑结构荷载规范》

采用。取重现期为 100 年的基本风压, $w_0 = 0.7 \text{ kN/m}^2$ 。

对风荷载比较敏感的高层建筑, 承载力设计时应按基本风压的 1.1 倍采用。

$$w_0 = 1.1 \times 0.7 = 0.77 \text{ kN/m}^2$$

(2) 根据《建筑结构荷载规范》8.2.1 条, 地面粗糙度为 C 类, 70m 高处的风压高度变化系数为: $\mu_z = 1.28$ 。

(3) 根据《建筑结构荷载规范》8.1.1 条:

$$w_0 = \beta_z \mu_s \mu_z w_0 = 1.426 \times \mu_s \times 1.28 \times 0.77 = 1.405, (\text{C}) \text{ 正确。}$$

【简解】

(1) 根据《高规》4.2.2 条, $w_0 = 1.1 \times 0.7 = 0.77 \text{ kN/m}^2$ 。

(2) 根据《荷规》8.2.1 条, C 类, 70m: $\mu_z = 1.28$ 。

(3) 根据《荷规》8.1.1 条:

$$w_0 = \beta_z \mu_s \mu_z w_0 = 1.426 \times \mu_s \times 1.28 \times 0.77 = 1.405 \mu_s, (\text{C}) \text{ 正确。}$$

真题

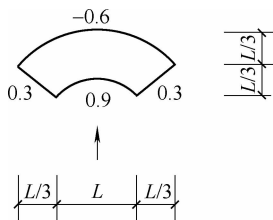
【5.6.6】(2004 年二级考题, 因规范改版, 本题已作相应调整)

假定屋顶处风荷载标准值 $w_k = 1.20 \mu_s$, 且在顶层层高 3.5m 范围内 w_k 均近似取顶部值计算, 试问, 作用在顶层总的风荷载 (标准值) W_k (kN), 最接近下列何项数值?

- (A) 264.6 (B) 285.6 (C) 304.6 (D) 306.6

【答案】(A)

【详解】根据《高层建筑混凝土结构技术规程》附录 B 第 5 项, 如下图所示。



$$w_k = 1.20 \times [(10 + 10) \times 0.3 + 30 \times 0.9 + (10 + 10 + 30) \times 0.6] = 75.6 \text{ kN/m}$$

$$W_k = 75.6 \times 3.5 = 264.6 \text{ kN}, (\text{A}) \text{ 正确。}$$

【简解】根据《高规》附录 B 得:

$$w_k = 1.20 \times [(10 + 10) \times 0.3 + 30 \times 0.9 + (10 + 10 + 30) \times 0.6] = 75.6 \text{ kN/m}$$

$$W_k = 75.6 \times 3.5 = 264.6 \text{ kN}, (\text{A}) \text{ 正确。}$$

2. 按整体风荷载体型系数计算

真题

【5.6.7】(2009 年一级考题, 因规范改版, 本题已作相应调整)

在房屋比较稀疏的乡镇有一高层建筑, 地上 28 层, 地下 2 层, 地面以上高度 90m, 屋面有小塔架, 平面外形为正六边形 (可忽略扭转影响), 如图 5.6.6 所示。该工程为丙类建筑, 地震设防烈度为 7 度 ($0.15g$), III 类建筑场地, 采用钢筋混凝土框架-核心筒结构。

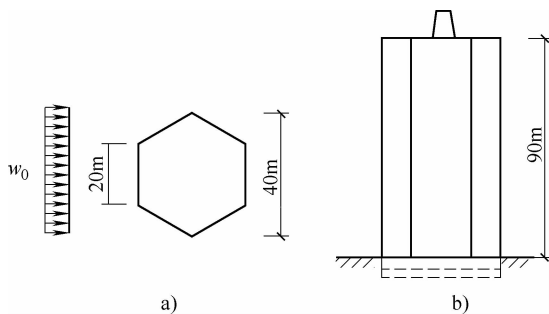


图 5.6.6

a) 建筑平面示意图 b) 建筑立面示意图

若已求得 90m 高度屋面处的风振系数为 1.36, 假定基本风压 $w_0 = 0.7 \text{ kN/m}^2$, 试问, 承载力设计时, 90m 高度屋面处的水平风荷载标准值 $w_k (\text{kN/m}^2)$ 与下列何项数值最为接近?

- (A) 2.35 (B) 2.48 (C) 2.61 (D) 2.99

【答案】 (C)

【详解】

(1) 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》4.2.2 条及条文说明, 一般情况下, 房屋高度大于 60m 的高层建筑, 承载力设计时风荷载计算可按基本风压的 1.1 倍采用。

$$w_k = 1.1 \times 0.7 = 0.77 \text{ kN/m}^2$$

(2) 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》4.2.3-2 条, 风荷载体型系数

$$\mu_s = 0.8 + 1.2/\sqrt{n} = 0.8 + 1.2/\sqrt{6} = 1.29$$

(3) 根据《建筑结构荷载规范》8.2.1 条, 地面粗糙度为 B 类, 90m 高处风压高度变化系数

$$\mu_z = 1.93$$

(4) 根据《建筑结构荷载规范》8.1.1 条, 并已知 $\beta_z = 1.36$

$$w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0 = 1.36 \times 1.29 \times 1.93 \times 0.77 = 2.61 \text{ kN/m}^2, \text{ (C) 正确。}$$

【简解】

(1) 根据《高规》4.2.2 条及条文说明, $w_k = 1.1 \times 0.7 = 0.77 \text{ kN/m}^2$

(2) 根据《高规》4.2.3-2 条, $\mu_s = 0.8 + 1.2/\sqrt{n} = 0.8 + 1.2/\sqrt{6} = 1.29$

(3) 根据《荷规》8.2.1 条, B 类, 90m 高, $\mu_z = 1.93$

(4) 根据《荷规》8.1.1 条, $\beta_z = 1.36$

$$w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0 = 1.36 \times 1.29 \times 1.93 \times 0.77 = 2.61 \text{ kN/m}^2, \text{ (C) 正确。}$$

真题

【5.6.8】 (2001 一级考题, 因规范改版, 本题已作相应调整)

某建造于密集建筑群的城市市区的 28 层公寓, 采用钢筋混凝土剪力墙结构体系。平面为矩形, 共 6 个开间, 横向剪力墙间距为 8.1m, 其中间的剪力墙的计算简图如图 5.6.7a 所示。

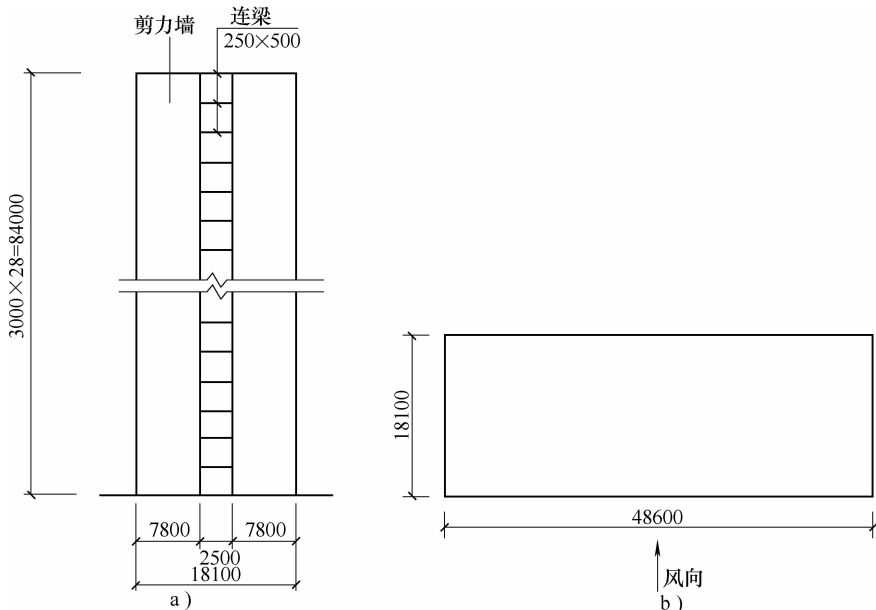


图 5.6.7

a) 横向剪力墙的计算简图 b) 平面图

若由《全国基本风压分布图》查得该地区的基本风压为 0.35kN/m^2 ，已知离地面高度 40m 处的风振系数 $\beta_z = 1.4$ 。承载力设计时，该剪力墙离地面 40m 处的风荷载设计值 (kN/m) 最接近下列何项数值？

- (A) 1.2 (B) 8.2 (C) 9.0 (D) 9.9

【答案】 (B)

【详解】

- (1) 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》4.2.2 条及条文说明，

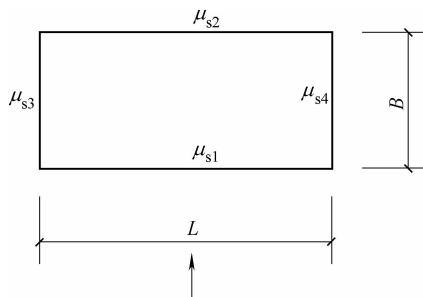
$$w_0 = 1.1 \times 0.35 = 0.385\text{kN/m}^2$$

- (2) 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》4.2.3 条：

$$H = 84\text{m}; B = 18.1\text{m}; L = 48.6\text{m}$$

$$H/B = 4.64 > 4; L/B = 2.69 > 1.5$$

根据 4.2.3-5 条，按附录 B.0.1-1 采用，如下图。



μ_{s1}	μ_{s2}	μ_{s3}	μ_{s4}
0.80	$-\left(0.48 + 0.03 \frac{H}{L}\right)$	-0.60	-0.60

注：E 为房屋高度。

$$\mu_{s1} = 0.80; \mu_{s2} = -\left(0.48 + 0.03 \frac{H}{L}\right) = -\left(0.48 + 0.03 \times \frac{84}{48.6}\right) = -0.53; \mu_s = 1.33$$

- (3) 根据《建筑结构荷载规范》8.2.1 条，地面粗糙度为 C 类， 40m 高处的风压高度变化系数：

$$\mu_z = 1.00$$

- (4) 根据《建筑结构荷载规范》8.1.1 条：

$$w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0 = 1.4 \times 1.33 \times 1.00 \times 0.385 = 0.72\text{kN/m}^2$$

$$W = 1.4 \times 8.1 \times 0.72 = 8.2\text{kN/m}, \text{ (B) 正确。}$$

【简解】

- (1) 根据《高规》4.2.2 条， $w_0 = 1.1 \times 0.35 = 0.385\text{kN/m}^2$ 。

- (2) $H = 84\text{m}; B = 18.1\text{m}; L = 48.6\text{m}$

$$H/B = 4.64 > 4; L/B = 2.69 > 1.5$$

根据《高规》附录 B.0.1-1：

$$\mu_{s1} = 0.80; \mu_{s2} = -\left(0.48 + 0.03 \frac{H}{L}\right) = -\left(0.48 + 0.03 \times \frac{84}{48.6}\right) = -0.53; \mu_s = 1.33$$

(3) 根据《荷规》8.2.1, C类、40m, $\mu_z = 1.00$ 。

(4) 根据《荷规》8.1.1条:

$$w_k = \beta_s \mu_s \mu_z w_0 = 1.4 \times 1.33 \times 1.00 \times 0.385 = 0.72 \text{ kN/m}^2$$

$$W = 1.4 \times 8.1 \times 0.72 = 8.2 \text{ kN/m}, (\text{B}) \text{ 正确。}$$

(五) 单层房屋的风荷载

单层房屋的风荷载计算时要注意下列三点:

(1) 单层房屋的风荷载计算时不考虑风振系数, 取 $\beta_z = 1.0$ 。

(2) 对墙、柱的风压高度变化系数, 均按墙顶、柱顶离地面距离作为计算高度 z , 查《建筑结构荷载规范》表 8.2.1 来确定 μ_z , 如例【5.6.9】所示。

(3) 在确定屋盖部分风压高度变化系数时, 计算高度的取值在实际计算时有不同的取法, 分别如图 5.6.8 所示。

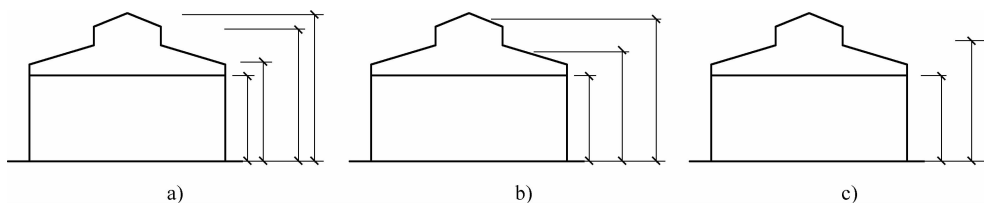


图 5.6.8

1) 取每一竖向区段的顶点如图 5.6.8a 所示。

2) 取每一竖向区段的中点如图 5.6.8b 所示。

3) 取整个屋盖部分竖向高度的中点如图 5.6.8c 所示。

对于屋盖部分的竖向高度不太大的一般中小型房屋, 上述三种处理方法对最后计算结果不会产生很大的差异。对于大型房屋, 则应该采用较精确的方法。

【5.6.9】 有天窗单跨单层厂房的风荷载计算

条件: 某厂房处于大房屋比较稀疏的乡镇, 各部尺寸如图 5.6.9 所示, 纵向柱距为 6m, 基本风压 $w_0 = 0.55 \text{ kN/m}^2$, 室外地坪标高 -0.150 m 。

要求: 求作用于排架上的风荷载设计值。

【解答】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》8.2.1条, 地面粗糙度为 B 类, 按表 8.2.1 查得各标高处的风压高度变化系数如下:

$$\text{柱顶处 (标高 } 11.4 \text{ m)} \quad \mu_z = 1 + \frac{1.13 - 1}{15 - 10} \times (11.4 + 0.15 - 10) = 1.04$$

$$\text{屋盖 (标高 } 12.5 \text{ m)} \quad \mu_z = 1 + \frac{1.13 - 1}{15 - 10} \times (12.5 + 0.15 - 10) = 1.07$$

$$\text{(标高 } 13.0 \text{ m)} \quad \mu_z = 1 + \frac{1.13 - 1}{15 - 10} \times (13.0 + 0.15 - 10) = 1.08$$

$$\text{(标高 } 15.55 \text{ m)} \quad \mu_z = 1.13 + \frac{1.23 - 1.13}{20 - 15} \times (15.55 + 0.15 - 15 \text{ m}) = 1.14$$

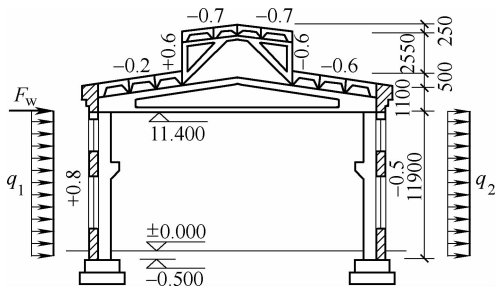


图 5.6.9 (单位: m)

标高 15.8m 处坡屋面体系数均为 -0.7 ，水平分力合力为零。

(2) 根据《建筑结构荷载规范》8.1.1 条，纵墙上的风荷载标准值：

$$\text{左侧压力 } w_{1k} = \beta_z \mu_s \mu_z w_0 = 1.0 \times 0.8 \times 1.04 \times 0.55 = 0.46 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{右侧吸力 } w_{2k} = 1.0 \times 0.5 \times 1.04 \times 0.55 = 0.29 \text{ kN/m}^2$$

风荷载作用在柱上的设计值：

$$\text{左侧压力 } q_1 = \gamma_Q w_{1k} B = 1.4 \times 0.46 \times 6 = 3.86 \text{ kN/m}$$

$$\text{右侧吸力 } q_2 = 1.4 \times 0.29 \times 6 = 2.44 \text{ kN/m}$$

(3) 风荷载作用在柱顶的设计值：

$$\begin{aligned} F_w &= \gamma_Q w_0 B \sum \mu_{si} \mu_{zi} h_i \\ &= 1.4 \times 0.55 \times 6 \times [(0.8 + 0.5) \times 1.07 \times 1.1 + (-0.2 + 0.6) \times 1.08 \times 0.5 + (0.6 + 0.6) \times 1.14 \times 2.55] \\ &= 24.18 \text{ kN} \end{aligned}$$

【5.6.10】 封闭高低双坡屋面房屋的风荷载计算。

条件：地处 B 类地面粗糙程度的某建筑物，长 10m，横剖面如图 5.6.10a 所示，两端为山墙， $w_0 = 0.35 \text{ kN/m}^2$

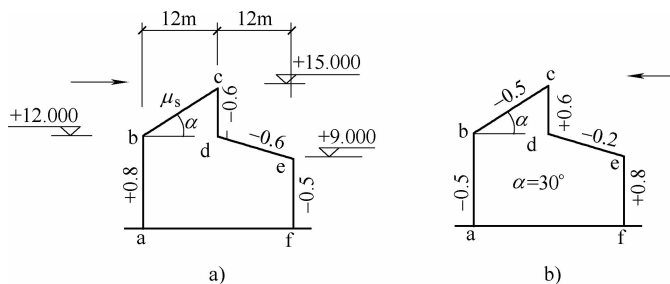


图 5.6.10 封闭高低双坡屋面建筑 μ_s 值

a) 右来风 b) 左来风

【解答】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》表 8.3.1 第 2 项及第 6 项：

$$\alpha = \arctan\left(\frac{3}{12}\right) = 14.04^\circ < 15^\circ, \text{ 得 } \mu_s = -0.6$$

(2) $w_0 = 0.35 \text{ kN/m}^2$ ， $L = 10 \text{ m}$ ，计算过程见下表：

位置	高度/m	μ_z	右 来 风		左 来 风	
			μ_s	w/kN	μ_s	w/kN
ab	12	1.05	+0.8	$1.05 \times 0.8 \times 0.35 \times 12 \times 10 = 35.28 (\rightarrow)$	-0.5	$1.05 \times 0.5 \times 0.35 \times 12 \times 10 = 22.05 (\leftarrow)$
bc	$\frac{12+15}{2} = 13.5$	1.09	-0.6	$1.09 \times 0.6 \times 0.35 \times 3 \times 10 = 6.87 (\leftarrow)$	-0.5	$1.09 \times 0.5 \times 0.35 \times 3 \times 10 = 5.72 (\leftarrow)$
cd	13.5	1.09	-0.6	$1.09 \times 0.6 \times 0.35 \times 3 \times 10 = 6.87 (\rightarrow)$	+0.6	$1.09 \times 0.6 \times 0.35 \times 3 \times 10 = 6.87 (\leftarrow)$
de	$\frac{9+12}{2} = 10.5$	1.01	-0.6	$1.01 \times 0.6 \times 0.35 \times 3 \times 10 = 6.36 (\rightarrow)$	-0.2	$1.01 \times 0.2 \times 0.35 \times 3 \times 10 = 2.12 (\rightarrow)$
ef	9	1.00	-0.5	$1.00 \times 0.5 \times 0.35 \times 9 \times 10 = 15.75 (\rightarrow)$	+0.8	$1.00 \times 0.8 \times 0.35 \times 9 \times 10 = 25.2 (\leftarrow)$

真题

【5.6.11】 (2001 年一级考题)

有一工业厂房高低跨排架，低跨跨度为 15m，高跨跨度为 24m，柱间距为 6m。该厂房采用预应力钢筋混凝土屋架，屋面采用预应力大型屋面板。车间的纵向全长度为 120m，在车间中部 60m 处设有双柱温度伸缩缝，车间四周的围护墙为 240mm 砖墙。建筑平面及剖面如图 5.6.11 所示。

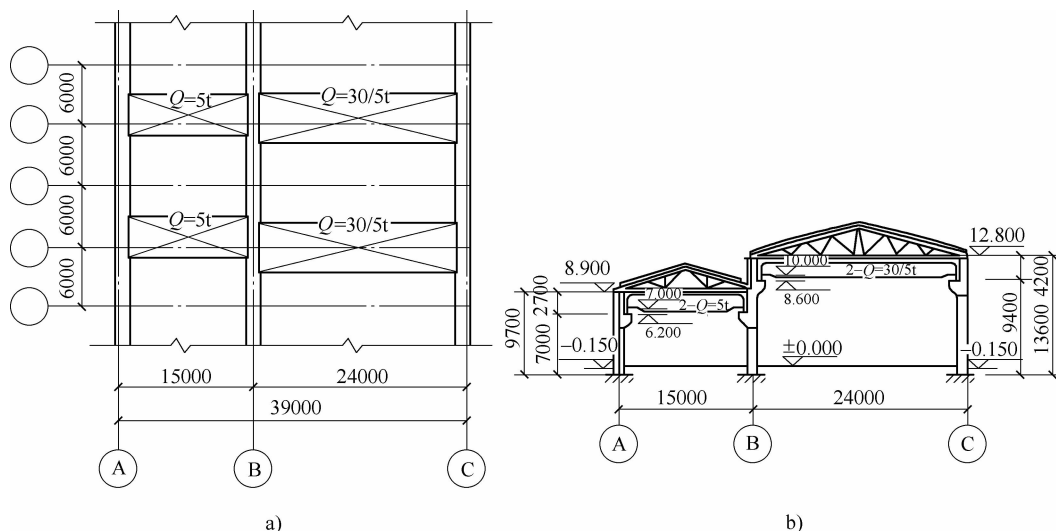


图 5.6.11

a) 车间平面图 (部分) b) 车间剖面图

风荷载基本风压为 0.4kN/m^2 。该工业厂房排架从右来风时，风荷载作用的体型系数如图 5.6.12 所示。风荷载从左向右为正向 ($\rightarrow$)，从右向左为负向 ($\leftarrow$)。假定风荷载的分项系数为 1.4，并设风振系数 $\beta_z = 1.0$ ，风压高度变化系数 $\mu_z = 1.0$ 。

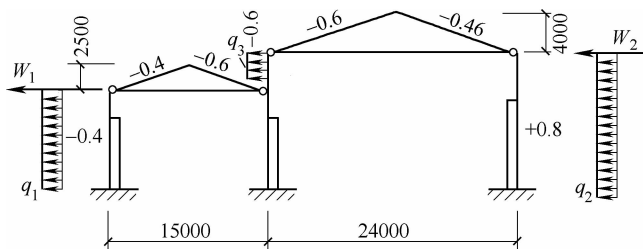


图 5.6.12

试确定风载 W_1 、 W_2 和 q_1 或 q_2 的设计值与下列何项数值最为接近？

- (A) $q_1 = -1.34\text{kN/m}$; $q_2 = -2.69\text{kN/m}$; $W_1 = 1.68\text{kN}$; $W_2 = 1.88\text{kN}$
- (B) $q_1 = -1.34\text{kN/m}$; $q_2 = -2.69\text{kN/m}$; $W_1 = -0.84\text{kN}$; $W_2 = 2.70\text{kN}$
- (C) $q_1 = -1.68\text{kN/m}$; $q_2 = -2.69\text{kN/m}$; $W_1 = -1.68\text{kN}$; $W_2 = 1.88\text{kN}$
- (D) $q_1 = -1.68\text{kN/m}$; $q_2 = -2.69\text{kN/m}$; $W_1 = 1.68\text{kN}$; $W_2 = 2.70\text{kN}$

【答案】 (A)

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》8.1.1 条，柱距 6m， $\beta_z = 1.0$ ， $\mu_z = 1.0$ ，先计算各部位风荷载的大小，并判断方向，再根据题目的规定确定正负号。

$$q_1 = \gamma B \beta_z \mu_s \mu_z w_0 = 1.4 \times 6 \times 1.0 \times 0.4 \times 1.0 \times 0.4 = 1.34 \text{ kN/m} (\leftarrow)$$

$$q_2 = \gamma B \beta_z \mu_s \mu_z w_0 = 1.4 \times 6 \times 1.0 \times 0.8 \times 1.0 \times 0.4 = 2.69 \text{ kN/m} (\leftarrow)$$

$$W_1 = \gamma B h \beta_z \mu_s \mu_z w_0 = 1.4 \times 6 \times 2.5 \times 1.0 \times (0.6 - 0.4) \times 1.0 \times 0.4 = 1.68 \text{ kN} (\rightarrow)$$

$$W_2 = \gamma B h \beta_z \mu_s \mu_z w_0 = 1.4 \times 6 \times 4 \times 1.0 \times (0.6 - 0.46) \times 1.0 \times 0.4 = 1.88 \text{ kN} (\leftarrow)$$

(2) 题目规定正负号为: 风载从左向右为正向 ($\rightarrow$), 从右向左为负向 ($\leftarrow$)

$$q_1 = -1.34 \text{ kN/m}; q_2 = -2.69 \text{ kN/m}; W_1 = 1.68 \text{ kN}; W_2 = 1.88 \text{ kN}.$$

(A) 正确。

【简解】

根据《荷规》8.1.1条:

$$q_1 = \gamma B \beta_z \mu_s \mu_z w_0 = 1.4 \times 6 \times 1.0 \times 0.4 \times 1.0 \times 0.4 = 1.34 \text{ kN/m} (\leftarrow)$$

$$q_2 = \gamma B \beta_z \mu_s \mu_z w_0 = 1.4 \times 6 \times 1.0 \times 0.8 \times 1.0 \times 0.4 = 2.69 \text{ kN/m} (\leftarrow)$$

$$W_1 = \gamma B h \beta_z \mu_s \mu_z w_0 = 1.4 \times 6 \times 2.5 \times 1.0 \times (0.6 - 0.4) \times 1.0 \times 0.4 = 1.68 \text{ kN} (\rightarrow)$$

$$W_2 = \gamma B h \beta_z \mu_s \mu_z w_0 = 1.4 \times 6 \times 4 \times 1.0 \times (0.6 - 0.4) \times 1.0 \times 0.4 = 1.88 \text{ kN} (\leftarrow)$$

(A) 正确。

真题

【5.6.12】(2001年二级考题, 因规范改版, 本题已作相应调整)

某单层工业厂房, 建在房屋比较稀疏的乡镇, 山墙设三根钢筋混凝土抗风柱, 如图 5.6.13 所示。山墙为 240mm 砖墙, 由基础梁承受。其中抗风柱 A 上柱截面 $b \times h = 450\text{mm} \times 300\text{mm}$, 下柱截面 $b \times h = 450\text{mm} \times 600\text{mm}$, 采用 C30 混凝土, 主筋为 HRB400, 抗风柱 A 插入杯形基础中的尺寸, 如图 5.6.13 所示。

假定作用在抗风柱上的风荷载值均按 16m 标高处取值, $\mu_s = 0.8$, $w_0 = 0.45 \text{ kN/m}^2$, 试问抗风柱 A 承受的均布风荷载标准值 q_k 与下列何项数值相近?

(A) 2.51 kN/m (B) 0.32 kN/m

(C) 1.60 kN/m (D) 1.95 kN/m

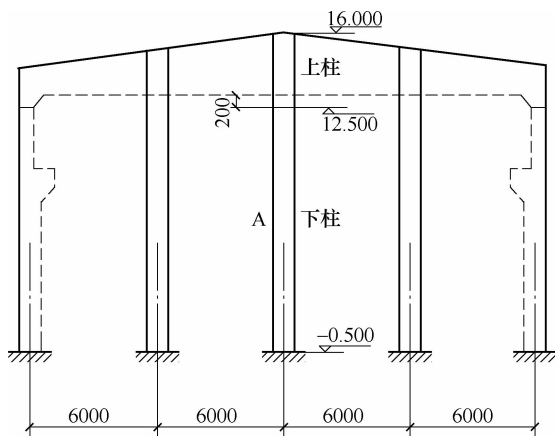


图 5.6.13

【答案】(A)

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》8.2.1条, 地面粗糙度为 B 类, $H = 16.0 + 0.5 = 16.5\text{m}$ 。

$$\text{查表 8.2.1 得: } \mu_z = 1.13 + \frac{16.5 - 15}{20 - 15} \times (1.23 - 1.13) = 1.16.$$

(2) 根据《建筑结构荷载规范》8.4.1条, $H = 16.5\text{m} < 30\text{m}$, $\beta_z = 1.0$ 。

(3) 根据《建筑结构荷载规范》8.1.1条, 柱 A 的风荷载标准值为:

$$q_k = B \beta_z \mu_s \mu_z w_0 = 6 \times 1.0 \times 0.8 \times 1.16 \times 0.45 = 2.51 \text{ kN/m}, (\text{A}) \text{ 正确}.$$

【简解】

(1) 根据《荷规》8.2.1条, B 类, $H = 16.0 + 0.5 = 16.5\text{m}$ 。

$$\text{查表 8.2.1 得: } \mu_z = 1.13 + \frac{16.5 - 15}{20 - 15} \times (1.23 - 1.13) = 1.16.$$

(2) 根据《荷规》8.4.1条, $\beta_z = 1.0$ 。

(3) 根据《荷规》8.1.1条:

$$q_k = B\beta_z\mu_s\mu_zw_0 = 6 \times 1.0 \times 0.8 \times 1.16 \times 0.45 = 2.51 \text{ kN/m}, (\text{A}) \text{ 正确}。$$

(六) 多层房屋的风荷载

【5.6.13】 多层房屋的风荷载

条件: 一幢矩形平面的 8 层办公楼如图 5.6.14 所示, 其平面尺寸为 $22\text{m} \times 50\text{m}$, 房屋高度 $H = 28\text{m}$ 。基本风压 $w_0 = 0.60 \text{ kN/m}^2$, 地面粗糙度为 D 类。

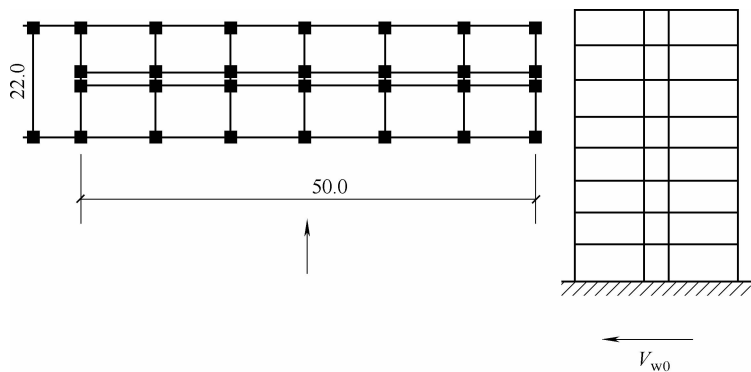


图 5.6.14

要求: 求由 y 向风荷载产生的总剪力标准值 V_{w0} 。

【解答】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》8.2.1条, 地面粗糙度为 D 类, $H = 28\text{m}$, $\mu_z = 0.51$ 。

(2) 根据《建筑结构荷载规范》表 8.3.1 第 30 项, 体型系数: $\mu_s = 0.8 + 0.5 = 1.3$ 。

(3) 根据《建筑结构荷载规范》8.4.1条, $H = 28\text{m} < 30\text{m}$, $H/B = 28/22 = 1.27 < 1.5$, 不考虑风振系数, $\beta_z = 1.0$ 。

(4) 根据《建筑结构荷载规范》8.1.1条, 风荷载标准值为

$$w_k = \beta_z\mu_s\mu_zw_0 = 1.0 \times 1.3 \times 0.51 \times 0.60 = 0.40 \text{ kN/m}^2$$

(5) 总剪力标准值: $V_{w0} = 28 \times 50 \times 0.40 = 560 \text{ kN}$ 。

【5.6.14】 七层楼房的风荷载计算

条件: 某七层框架结构如图 5.6.15 所示, 基本风压为 0.7 kN/m^2 , 地面粗糙度为 A 类。

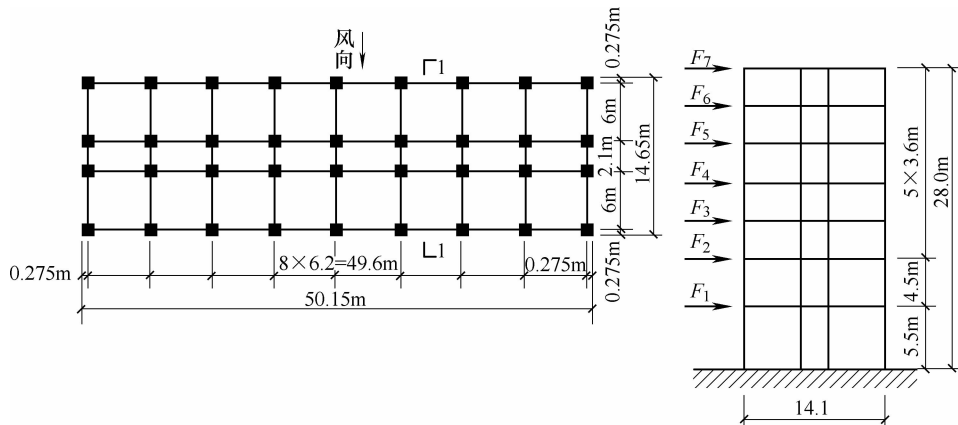


图 5.6.15

求：在图示风向作用下，房屋横向各楼层的风荷载标准值 F_i 。

【解答】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》8.4.1条， $H=28\text{m}<30\text{m}$ ，

$H/B=28/14.1=1.99>1.5$ ，不考虑风振系数， $\beta_z=1.0$ 。

(2) 根据《建筑结构荷载规范》表 8.3.1 第 30 项，体型系数： $\mu_s=0.8+0.5=1.3$ 。

(3) 根据《建筑结构荷载规范》8.1.1条，风荷载标准值为

$$w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0 = 1.0 \times 1.3 \times \mu_z \times 0.70 = 0.91 \mu_z$$

(4) 根据《建筑结构荷载规范》8.2.1条，地面粗糙度为 A 类，当 $H=5.5\text{m}$ 时，风压高度变化系数： $\mu_{z1} = 1.09 + \frac{5.5-5}{10-5} \times (1.28-1.09) = 1.11$ 。

(5) 层高取上下各半层层高： $h_1 = \frac{5.5+4.5}{2} = 5\text{m}$ 。

(6) 一层的受风面积为： $A_i = h_1 L = 5 \times 50.15 = 250.75\text{m}^2$ 。

(7) 一层的风荷载标准值： $F_1 = A_1 w_{k1} = 250.75 \times 0.91 \times 1.11 = 253.28\text{kN}$ 。

(8) 其他各层的风荷载标准值见下表。

楼 层	Z/m	μ_z	$w_k / (\text{kN/m}^2)$	上下各半层层高和/m	F_i/kN
1	5.5	1.11	1.01	5	253.28
2	10	1.28	1.16	4.05	235.60
3	13.6	1.38	1.26	3.6	227.48
4	17.2	1.46	1.33	3.6	240.12
5	20.8	1.53	1.39	3.6	250.95
6	24.4	1.59	1.45	3.6	261.78
7	28	1.64	1.49	1.8	134.50

真题

【5.6.15】 (2001 年二级考题)

某建筑物如图 5.6.16 所示，墙体采用 MU10 普通机砖、M5 混合砂浆砌筑，纵墙厚度为 370mm。山墙及底层每隔三开间有道横墙，厚度 240mm；二层为全空旷房间（无内横墙及内纵墙）。屋面采用装配式有檩体系钢筋混凝土屋盖系统，楼面采用装配式梁板结构。屋面恒荷载标准值为 1.9kN/m^2 （水平投影），活荷载标准值为 0.5kN/m^2 。基本风压值为 0.35kN/m^2 ，高度变化系数 $\mu_z=1$ 。

屋架在风荷载作用下，每榀屋架下弦产生的柱顶集中力设计值 P_w 与下列何项数值相近？

- (A) 0.89kN (B) 1.25kN (C) 1.84kN (D) 3.49kN

【答案】 (C)

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》8.4.1条， $H=3.7+4=7.7\text{m}<28\text{m}$ ，

$$\frac{7.7}{12+0.37} = 0.62 < 1.5, \beta_z = 1.0。$$

(2) 根据《建筑结构荷载规范》8.1.1条：

$$w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0 = 1.0 \times (0.5 - 0.14) \times 1.0 \times 0.35 = 0.126\text{kN/m}^2。$$

(3) 柱顶处的风荷载设计值: $P_w = \gamma B h w_k = 1.4 \times 4 \times 2.6 \times 0.126 = 1.83 \text{ kN}$ 。

(C) 正确。

【简解】

(1) 根据《荷规》8.4.1条, $H = 3.7 + 4 = 7.7 \text{ m} < 28 \text{ m}$, $\frac{7.7}{12 + 0.37} = 0.62 < 1.5$, $\beta_z = 1.0$ 。

(2) 根据《荷规》8.1.1条, $w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0 = 1.0 \times (0.5 - 0.14) \times 1.0 \times 0.35 = 0.126 \text{ kN/m}^2$ 。

(3) $P_w = \gamma B h w_k = 1.4 \times 4 \times 2.6 \times 0.126 = 1.83 \text{ kN}$, (C) 正确。

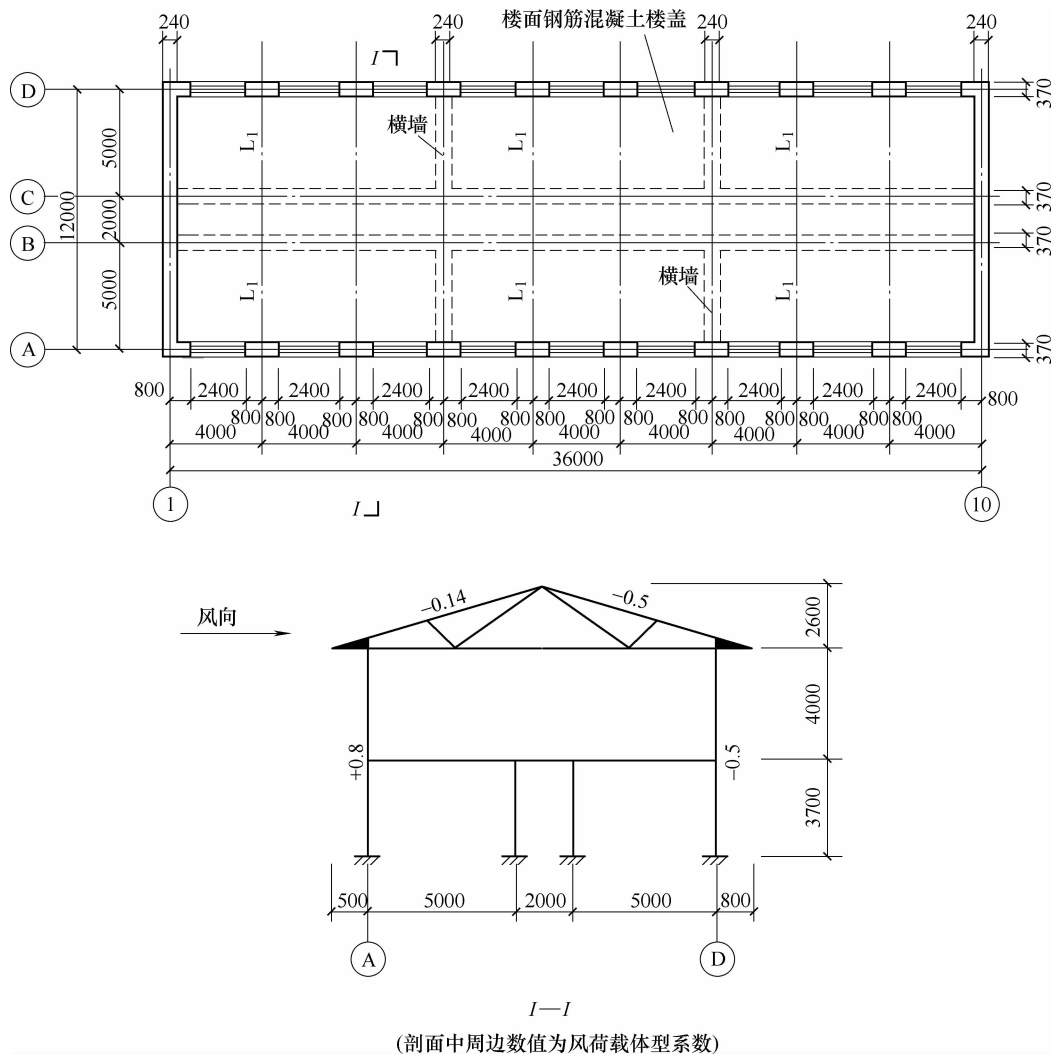


图 5.6.16

(七) 高层房屋的风荷载

作用在建筑物上的风荷载沿高度呈梯形分布如图 5.6.17 所示。在实际工程设计中,通常按基地弯矩相等的原则,把阶梯形分布的风荷载换算成等效均布荷载,如图 5.6.18 所示。在进行结构方案比较,估算风力对结构受力的影响时,还可以考虑作进一步的简化,近似假定风荷载沿高度呈三角形分布如图 5.6.19 所示。

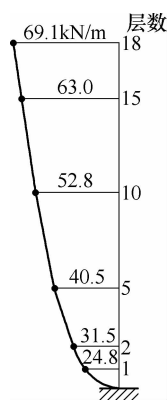


图 5.6.17

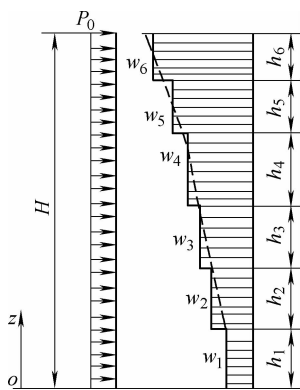


图 5.6.18

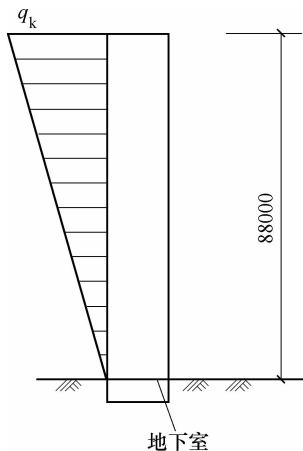


图 5.6.19

区段按等效均布荷载计算

真题

【5.6.16】~【5.6.19】 (2001 年一级考题, 因规范改版, 本题已作相应调整)

图 5.6.20a 所示为一幢 30 层的一般钢筋混凝土高层建筑, 建于有密集建筑群的大城市市区。根据《全国基本风压分布图》查得的基本风压数值为 0.4kN/m^2 。计算风荷载时, 沿建筑物高度划分为五个计算区段, 每个区段高 $H_D = 20\text{m}$, 取其中点位置的风荷载值作为该区段的平均值, 如图 5.6.20b 所示。风荷载体型系数 $\mu_s = 1.38$ 。

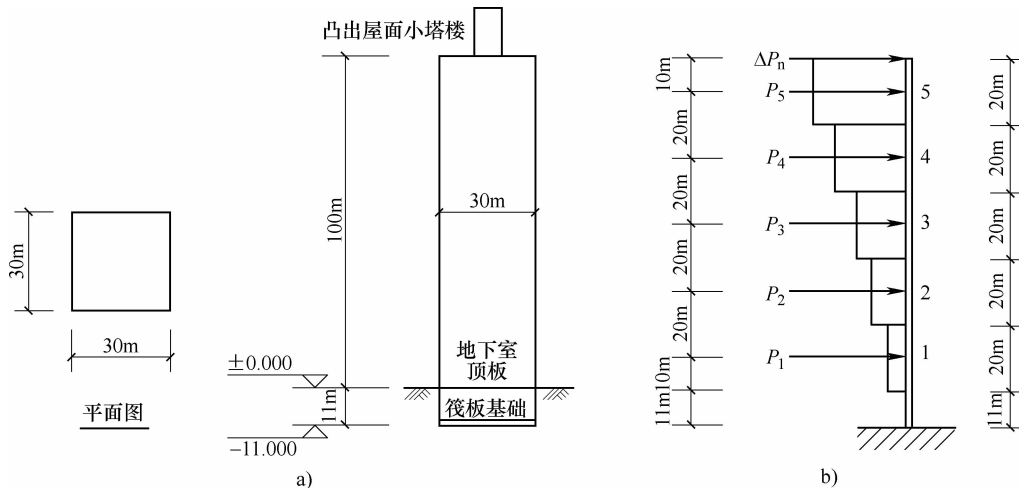


图 5.6.20

a) 建筑外形尺寸 b) 风荷载计算简图

真题

【5.6.16】 (2001 年一级考题)

在承载力计算时, 结构基本自振周期 $T = 1.5\text{s}$, 离地面 50m 高度处的风振系数 β_{50} 最接近于下列何项数值?

(A) 1.348

(B) 1.5

(C) 1.175

(D) 1.228

【答案】 (A)

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》8.2.1条,有密集建筑群的城市市区地面粗糙度为C类,离地面高50m时,风压高度变化系数为: $\mu_z = 1.10$ 。

(2) 根据《建筑结构荷载规范》8.4.1条,房屋高度 $H = 100\text{m} > 30\text{m}$, $H/B = 100/30 = 3.33 > 1.5$,应考虑风压脉动对结构产生顺风向风振的影响。

(3) 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》4.2.2条及条文说明, $H > 60\text{m}$, $w_0 = 1.1 \times 0.4 = 0.44\text{kN/m}^2$ 。

(4) 根据《建筑结构荷载规范》8.4.4条:

$$R = \sqrt{\frac{\pi}{6\zeta_1} \frac{x_1^2}{(1+x_1^2)^{4/3}}} \quad x_1 = \frac{30f_1}{\sqrt{k_w w_0}}, x_1 > 5$$

$$f_1 = \frac{1}{T_1} = \frac{1}{1.5} = 0.667; \text{地面粗糙度为C类, } k_w = 0.54; \text{混凝土结构 } \zeta_1 = 0.05;$$

$$x_1 = \frac{30f_1}{\sqrt{k_w w_0}} = \frac{30 \times 0.667}{\sqrt{0.54 \times 0.44}} = 41.051 > 5$$

$$R = \sqrt{\frac{\pi}{6\zeta_1} \frac{x_1^2}{(1+x_1^2)^{4/3}}} = \sqrt{\frac{3.14}{6 \times 0.05} \times \frac{41.051^2}{(1+41.051^2)^{4/3}}} = 0.937$$

(5) 根据《建筑结构荷载规范》8.4.6条:

$$\rho_z = \frac{10 \sqrt{H + 60e^{-H/60}} - 60}{H} = \frac{10 \sqrt{100 + 60 \times e^{-100/60}} - 60}{100} = 0.716$$

$$\rho_x = \frac{10 \sqrt{B + 50e^{-B/50}} - 50}{B}, \text{式中 } B = 30\text{m} \leq 2H = 200\text{m}$$

$$\rho_x = \frac{10 \sqrt{30 + 50e^{-30/50}} - 50}{30} = 0.909$$

(6) 根据《建筑结构荷载规范》8.4.5条, $B_z = kH^{\alpha_1} \rho_x \rho_z \frac{\phi_1(z)}{\mu_z}$

查表8.4.5-1得: $k = 0.295$, $\alpha_1 = 0.261$;

根据8.4.7条, $\frac{z}{H} = \frac{50}{100} = 0.5$, 查附录表G.0.3得: $\phi_1(z) = 0.38$;

$$B_z = 0.295 \times 100^{0.261} \times 0.909 \times 0.716 \times \frac{0.38}{1.10} = 0.221$$

(7) 根据《建筑结构荷载规范》8.4.3条:

$$\beta_z = 1 + 2gI_{10}B_z \sqrt{1 + R^2}$$

$g = 2.5$; 地面粗糙度为C类, $I_{10} = 0.23$; $R = 0.937$; $B_z = 0.221$;

$\beta_z = 1 + 2 \times 2.5 \times 0.23 \times 0.221 \times \sqrt{1 + 0.937^2} = 1.348$, (A) 正确。

【简解】

(1) 根据《荷规》8.2.1, C类、50m时, $\mu_z = 1.10$ 。

(2) 根据《荷规》8.4.1条, $H = 100\text{m} > 30\text{m}$, $H/B = 100/30 = 3.33 > 1.5$, 应考虑 β_z 。

(3) 根据《高规》4.2.2条及条文说明, $H > 60\text{m}$, $w_0 = 1.1 \times 0.4 = 0.44\text{kN/m}^2$ 。

(4) 根据《荷规》8.4.4条:

$$R = \sqrt{\frac{\pi}{6\zeta_1} \frac{x_1^2}{(1+x_1^2)^{4/3}}} \quad x_1 = \frac{30f_1}{\sqrt{k_w w_0}}, x_1 > 5$$

$$f_1 = \frac{1}{T_1} = \frac{1}{1.5} = 0.667; \text{C类}, k_w = 0.54; \text{混凝土结构}, \zeta_1 = 0.05;$$

$$x_1 = \frac{30f_1}{\sqrt{k_w w_0}} = \frac{30 \times 0.667}{\sqrt{0.54 \times 0.44}} = 41.051 > 5$$

$$R = \sqrt{\frac{\pi}{6\zeta_1} \frac{x_1^2}{(1+x_1^2)^{4/3}}} = \sqrt{\frac{3.14}{6 \times 0.05} \times \frac{41.051^2}{(1+41.051^2)^{4/3}}} = 0.937$$

(5) 根据《荷规》8.4.6条:

$$\rho_z = \frac{10 \sqrt{H+60e^{-H/60}} - 60}{H} = \frac{10 \sqrt{100+60 \times e^{-100/60}} - 60}{100} = 0.716$$

$$\rho_x = \frac{10 \sqrt{B+50e^{-B/50}} - 50}{B}, B = 30\text{m} \leq 2H = 200\text{m}$$

$$\rho_x = \frac{10 \sqrt{30+50e^{-30/50}} - 50}{30} = 0.909$$

(6) 根据《荷规》8.4.5条, $B_z = kH^{\alpha_1} \rho_x \rho_z \frac{\phi_1(z)}{\mu_z}$

查表 8.4.5-1: $k = 0.295$, $\alpha_1 = 0.261$ 。

根据《荷规》8.4.7条, $\frac{z}{H} = \frac{50}{100} = 0.5$, 表 G.0.3 得: $\phi_1(z) = 0.38$;

$$B_z = 0.295 \times 100^{0.261} \times 0.909 \times 0.716 \times \frac{0.38}{1.10} = 0.221$$

(7) 根据《荷规》8.4.3条:

$$\beta_z = 1 + 2gI_{10}B_z \sqrt{1+R^2}$$

$g = 2.5$; C类, $I_{10} = 0.23$; $R = 0.937$; $B_z = 0.221$;

$$\beta_z = 1 + 2 \times 2.5 \times 0.23 \times 0.221 \times \sqrt{1+0.937^2} = 1.348, \text{(A) 正确。}$$

真题

【5.6.17】(2001年一级考题)

当已知屋面 100m 高度处的风振系数 $\beta_{100} = 1.55$, 则屋面高度处垂直于建筑物表面上的风荷载设计值 $w(\text{kN/m}^2)$, 最接近于下列何项数值?

(A) 2.359 (B) 2.222 (C) 1.974 (D) 2.140

【答案】(C)

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》8.2.1条, C类、100m 处的风压高度变化系数 $\mu_z = 1.50$ 。

(2) 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》4.2.2条及条文说明, $H > 60\text{m}$, $w_0 = 1.1 \times 0.4 = 0.44\text{kN/m}^2$ 。

(3) 根据《建筑结构荷载规范》8.1.1条, 风荷载标准值为:

$$w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0 = 1.55 \times 1.38 \times 1.50 \times 0.44 = 1.41 \text{ kN/m}^2$$

设计值为: $w = \gamma w_k = 1.4 \times 1.41 = 1.974 \text{ kN/m}^2$, (C) 正确。

【简解】

(1) 根据《荷规》8.2.1条, C类、100m处的风压高度变化系数 $\mu_z = 1.50$ 。

(2) 根据《高规》4.2.2条及条文说明, $H > 60\text{m}$, $w_0 = 1.1 \times 0.4 = 0.44 \text{ kN/m}^2$ 。

(3) 根据《荷规》8.1.1条:

$$w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0 = 1.55 \times 1.38 \times 1.50 \times 0.44 = 1.41 \text{ kN/m}^2$$

$$w = \gamma w_k = 1.4 \times 1.41 = 1.974 \text{ kN/m}^2, \text{ (C) 正确。}$$

真题

【5.6.18】(2001年一级考题)

若已知作用于每区段中点处的风荷载标准值 w_{ki} 如下表所示, 凸出屋面小塔楼的风荷载标准值 $\Delta P_n = 500 \text{ kN}$, 则作用在该建筑物上的总风荷载设计值 P_w (kN) 最接近于下列何项数值?

H_i/m	10	30	50	70	90
$w_{ki}/(\text{kN/m}^2)$	0.46	0.80	1.05	1.27	1.48

(A) 4950

(B) 3536

(C) 4250

(D) 5445

【答案】(A)

【解答】

各位置的风荷载标准值为: $P_{ki} = A_i w_{ki}$, $A_i = 20 \times 30 = 600 \text{ m}^2$ 。

$P_i = \gamma P_{ki} = 1.4 \times 600 \times 0.46 = 386.4 \text{ kN}$; 各点的荷载设计值见下表。

序号	1	2	3	4	5	ΣP_i
P_i/kN	386.4	672	882	1066.8	1243.2	4250.4

$$\Sigma P_i + \Delta P_n = 4250.4 + 1.4 \times 500 = 4950.4 \text{ kN}, \text{ (A) 正确。}$$

真题

【5.6.19】(2001年一级考题)

风荷载取值同上题。略去不计土对地下室侧压力的影响, 仅按风荷载计算高层建筑结构倾覆力矩(设计值) M_{ov} (kN·m), 试指出该倾覆力矩最接近于下列何项数值?

(A) 379000

(B) 266000

(C) 301000

(D) 325000

【答案】(B)

【解答】 $M_{ov} = \Sigma P_i H_i + \Delta P_n H_n$, 根据计算简图, 荷载对基础底面的倾覆弯矩见下表:

序号	1	2	3	4	5	小塔楼	M_{ov}
H_i/m	21	41	61	81	101	111	
P_i/kN	386.4	672	882	1066.8	1243.2	700	
$P_i H_i/(\text{kN} \cdot \text{m})$	8114.4	27552	53802	86410.8	12563.2	77700	
							266142.4

(B) 正确。

真题

【5.6.20】~【5.6.21】(2007年二级考题)

某一建于非抗震区的30层现浇钢筋混凝土框架-剪力墙结构, 如图5.6.21所示, 圆形平

面, 直径为 30m, 房屋高度为 100m, 质量和刚度沿竖向分布均匀。基本风压为 0.65kN/m^2 , 地面粗糙度为 A 类。

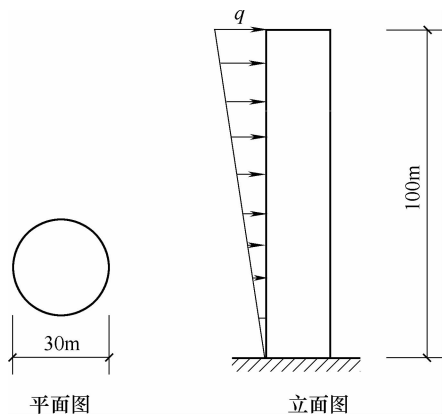


图 5.6.21

【5.6.20】 (2007 年二级考题)

假定顺风向风荷载沿高度呈倒三角形分布, 顶部风荷载标准值为 $q(\text{kN/m})$, 试估算在顺风向风荷载作用下结构底部的倾覆弯矩标准值 $M_0(\text{kN} \cdot \text{m})$, 并指出该标准值最接近于下列哪项数值?

- (A) $1111q$ (B) $2222q$ (C) $3333q$ (D) $4444q$

【答案】 (C)

【解答】 $M_0 = \frac{1}{2} \times q \times 100 \times \frac{2}{3} \times 100 = 3333q$

真题 **【5.6.21】** (2007 年二级考题)

已求得风振系数 $\beta_z = 1.353$, 试确定顶部风荷载标准值 $q(\text{kN/m})$ 与下列哪项数值最为接近?

- (A) 45.58 (B) 51.78 (C) 55.71 (D) 60.71

【答案】 (B)

【简解】

(1) 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》4.2.2 条及条文说明, $H > 60\text{m}$, $w_0 = 1.1 \times 0.65 = 0.715\text{kN/m}^2$ 。

(2) 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》表 4.2.3-1, 圆形平面建筑的风荷载体型系数 $\mu_s = 0.8$ 。

(3) 根据《建筑结构荷载规范》表 8.2.1, 地面粗糙度为 A 类, 100m 高处, $\mu_z = 2.23$ 。

(4) 根据《建筑结构荷载规范》8.1.1 条:

$$w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0 = 1.353 \times 0.8 \times 2.23 \times 0.715 = 1.726\text{kN/m}^2$$

$$q = 1.726 \times 30 = 51.78\text{kN/m}, \text{ (B) 正确。}$$

【简解】

(1) 根据《高规》4.2.2 条及条文说明, $H > 60\text{m}$, $w_0 = 1.1 \times 0.65 = 0.715\text{kN/m}^2$ 。

(2) 根据《高规》表 4.2.3-1, $\mu_s = 0.8$ 。

(3) 根据《荷规》表 8.2.1, A 类, 100m, $\mu_z = 2.23$ 。

(4) 根据《荷规》8.1.1条:

$$w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0 = 1.353 \times 0.8 \times 2.23 \times 0.715 = 1.726 \text{ kN/m}^2$$

$$q = 1.726 \times 30 = 51.78 \text{ kN/m}, \text{ (B) 正确。}$$

真题

【5.6.22】~【5.6.23】 (2002年一级考题, 因规范改版, 本题已作相应调整)

某房屋比较稀疏的乡镇有一28层的一般高层建筑, 如图5.6.22所示。地面以上高度为90m。平面为一外径26m的圆形, 根据《全国基本风压分布图》查得的基本风压数值为 0.4 kN/m^2 , 风荷载体型系数为0.8。

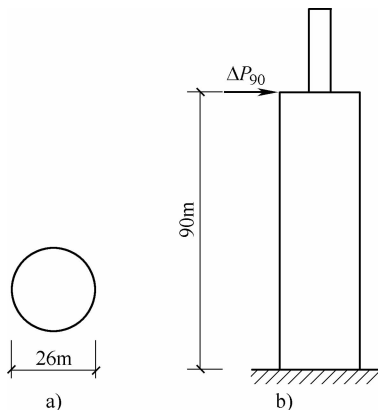


图 5.6.22

真题

【5.6.22】 (2002年一级考题)

已知屋面高度处的风振系数 $\beta_{90} = 1.68$, 试问, 屋面高度处的风荷载标准值 w_k (kN/m^2)与下列何项数值最为接近?

- (A) 1.730 (B) 1.493 (C) 1.357 (D) 1.141

【答案】 (D)

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》8.2.1条及表8.2.1, 房屋比较稀疏的乡镇地面粗糙度为B类, 90m高处的风压高度变化系数 $\mu_z = 1.93$ 。

(2) 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》4.2.2条及条文说明, $H = 90\text{m} > 60\text{m}$, $w_0 = 1.1 \times 0.4 = 0.44 \text{ kN/m}^2$ 。

(3) 根据《建筑结构荷载规范》8.1.1条:

$$w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0 = 1.68 \times 0.8 \times 1.93 \times 0.44 = 1.141 \text{ kN/m}^2, \text{ (D) 正确。}$$

【简解】

(1) 根据《荷规》8.2.1条及表8.2.1, B类、90m: $\mu_z = 1.93$ 。

(2) 根据《高规》4.2.2条及条文说明, $H = 90\text{m} > 60\text{m}$, $w_0 = 1.1 \times 0.4 = 0.44 \text{ kN/m}^2$ 。

(3) 根据《荷规》8.1.1条:

$$w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0 = 1.68 \times 0.8 \times 1.93 \times 0.44 = 1.141 \text{ kN/m}^2, \text{ (D) 正确。}$$

真题

【5.6.23】 (2002年一级考题)

已知作用于90m高度屋面处的风荷载标准值 $w_k = 1.55 \text{ kN/m}^2$ 。作用于90m高度屋面处的凸出屋面小塔楼风荷载标准值 $\Delta P_{90} = 600 \text{ kN}$ 。假定风荷载沿高度呈倒三角形分布(地面处为

0), 试问, 在高度 $z=30\text{m}$ 处风荷载产生的倾覆力矩设计值 ($\text{kN}\cdot\text{m}$) 与下列何项数值最为接近?

- (A) 129388 (B) 92420 (C) 78988 (D) 152334

【答案】 (A)

【详解】

(1) 风荷载作用下的计算简图如图 5.6.23 所示, 30m 高处的风荷载标准值为:

$$w_{k30} = \frac{30}{90} \times 1.55 = 0.52 \text{ kN/m}^2$$

90m 处单位高度风力设计值:

$$q_{90} = \gamma B w_{k90} = 1.4 \times 26 \times 1.55 = 56.42 \text{ kN/m}$$

30m 处单位高度风力设计值:

$$q_{30} = \gamma B w_{k30} = 1.4 \times 26 \times 0.52 = 18.93 \text{ kN/m}$$

(2) 将 $30 \sim 90\text{m}$ 梯形分布的风荷载分为三角形 A 和矩形 B 分别计算。

三角形 A 对 30m 高处的倾覆弯矩:

$$M_A = \frac{1}{2} \times (q_{90} - q_{30}) \times 60 \times \frac{2}{3} \times 60 = (56.42 - 18.93) \times 1200 = 44988 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

矩形 B 对 30m 高处的倾覆弯矩:

$$M_B = q_{30} \times 60 \times \frac{1}{2} \times 60 = 18.93 \times 1800 = 34074 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

(3) ΔP_{90} 对 30m 高处的倾覆弯矩: $M_{\Delta P_{90}} = 1.4 \times 600 \times 60 = 50400 \text{ kN}\cdot\text{m}$

(4) 风荷载对 30m 高处的倾覆弯矩设计值:

$$M_A + M_B + M_{\Delta P_{90}} = 44988 + 34074 + 50400 = 129462 \text{ kN}\cdot\text{m}, \text{ (A) 正确。}$$

【简解】

(1) 30m 高处的风荷载标准值: $w_{k30} = \frac{30}{90} \times 1.55 = 0.52 \text{ kN/m}^2$

90m 处的均布线荷载设计值: $q_{90} = \gamma B w_{k90} = 1.4 \times 26 \times 1.55 = 56.42 \text{ kN/m}$

30m 处的均布线荷载设计值: $q_{30} = \gamma B w_{k30} = 1.4 \times 26 \times 0.52 = 18.93 \text{ kN/m}$

(2) 三角形荷载的倾覆弯矩:

$$M_A = \frac{1}{2} \times (q_{90} - q_{30}) \times 60 \times \frac{2}{3} \times 60 = (56.42 - 18.93) \times 1200 = 44988 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

矩形荷载的倾覆弯矩:

$$M_B = q_{30} \times 60 \times \frac{1}{2} \times 60 = 18.93 \times 1800 = 34074 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

(3) 集中荷载的倾覆弯矩: $M_{\Delta P_{90}} = 1.4 \times 600 \times 60 = 50400 \text{ kN}\cdot\text{m}$

(4) 总倾覆弯矩设计值:

$$M_A + M_B + M_{\Delta P_{90}} = 44988 + 34074 + 50400 = 129462 \text{ kN}\cdot\text{m}, \text{ (A) 正确。}$$

真题

【5.6.24】(2004 年一级考题, 因规范改版, 本题已作相应调整)

有密集建筑群的城市市区中的某建筑, 设计使用年限 100 年, 地上 28 层, 地下 1 层, 为

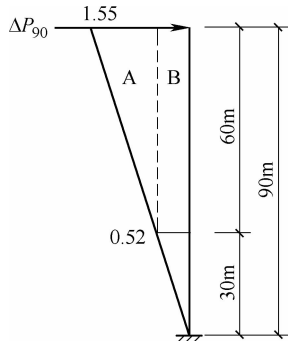


图 5.6.23

一般框架-核心筒钢筋混凝土高层建筑。抗震设防烈度为7度。该建筑质量、刚度沿高度比较均匀,平面为切角正三角形,如图5.6.24所示。

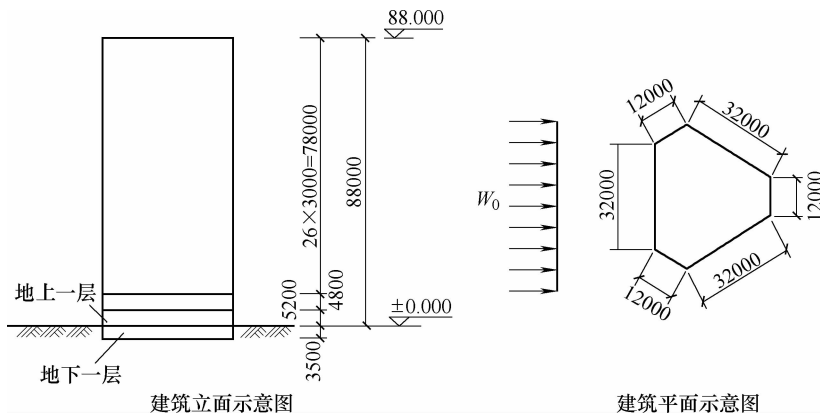


图 5.6.24

风作用方向如图5.6.24所示。沿竖向风荷载 q_k 呈倒三角形分布,如图5.6.25所示。 $q_k =$

$\left(\sum_{i=1}^{n=6} \mu_{si} B_i \right) \beta_z \mu_z w_0$, 式中 i 为六个风作用面的序号, B_i 为每个面宽度在风作用方向的投影。试问, $\sum_{i=1}^{n=6} \mu_{si} B_i$ 值(m)与下列何项数值最为接近?

- (A) 36.8 (B) 42.2
(C) 57.2 (D) 52.8

【答案】(A)

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》表8.3.1第30项(如下图)查得的各表面的体型系数。

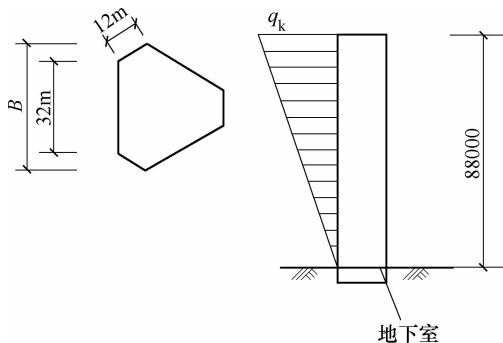
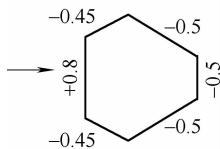


图 5.6.25



$$\begin{aligned} (2) \sum_{i=1}^{n=6} \mu_{si} B_i &= 0.8 \times 32 - 2 \times 0.45 \times 12 \times \cos 60^\circ + 2 \times 0.5 \times 32 \times \cos 60^\circ + 0.5 \times 12 \\ &= 0.8 \times 32 - 2 \times 0.45 \times 6 + 2 \times 0.5 \times 16 + 0.5 \times 12 = 42.2, (B) \text{ 正确。} \end{aligned}$$

【简解】 根据《荷规》表8.3.1第30项查得的各表面的体型系数:

$$\sum_{i=1}^{n=6} \mu_{si} B_i = 0.8 \times 32 - 2 \times 0.45 \times 6 + 2 \times 0.5 \times 16 + 0.5 \times 12 = 42.2, (A) \text{ 正确。}$$

真题

【5.6.25】 (2009年二级考题,因规范改版,本题已作相应调整)

某12层现浇钢筋混凝土剪力墙结构住宅楼,各层结构平面布置如图5.6.26所示,质量和刚度沿竖向分布均匀,房屋高度为34.0m。首层层高为3.2m,其他各层层高均为2.8m。该房屋基本风压 $w_0 = 0.55 \text{ kN/m}^2$,34.0m高度处的风振系数 $\beta_z = 1.60$,风压高度变化系数 $\mu_z =$

1.55。假设风荷载沿高度呈倒三角形分布，地面处风荷载标准值为 0.0kN/m^2 。试问，在图 5.6.26 所示方向的风荷载作用下，结构基底剪力标准值（kN）应与下列何项数值最为接近？（提示：用《建筑结构荷载规范》作答）

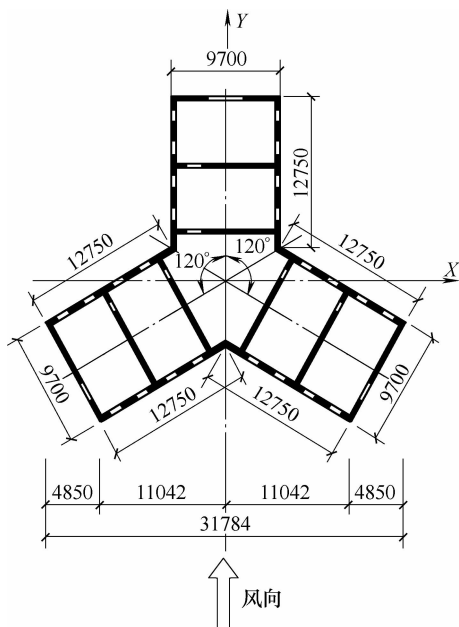


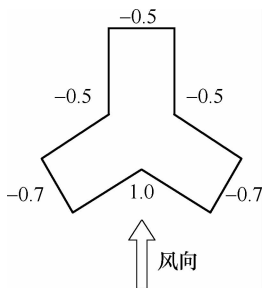
图 5.6.26

- (A) 610 (B) 725 (C) 1040 (D) 1450

【答案】 (B)

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》表 8.3.1 第 30 项，各表面的体型系数如下图：



(2) 根据《建筑结构荷载规范》8.1.1 条： $w_k = \beta_z \mu_{s1} \mu_{z1} w_0$

34m 处每米风荷载标准值：

$$\begin{aligned}
 q_k &= \left(\sum_{i=1}^n \mu_{si} B_i \right) \beta_z \mu_{z1} w_0 \\
 &= (2 \times 1.0 \times 11.042 - 2 \times 0.7 \times 4.85 + 0.5 \times 31.784) \times 1.6 \times 1.55 \times 0.55 \\
 &= 42.54 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

(3) 结构基底剪力标准值： $V_k = \frac{1}{2} \times 42.54 \times 34 = 723.18 \text{ kN}$ ，(B) 正确。

【简解】

(1) 根据《荷规》表 8.3.1 第 30 项，查得各表面的体型系数如图所示。

(2) 根据《荷规》表 8.1.1 条, 34m 处每米风荷载为:

$$\begin{aligned} q_k &= \left(\sum_{i=1}^{n=6} \mu_{si} B_i \right) \beta_z \mu_z w_0 \\ &= (2 \times 1.0 \times 11.042 - 2 \times 0.7 \times 4.85 + 0.5 \times 31.784) \times 1.6 \times 1.55 \times 0.55 \\ &= 42.54 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

(3) $V_k = \frac{1}{2} \times 42.54 \times 34 = 723.18 \text{ kN}$, (B) 正确。

二、围护结构的风荷载标准值

《建筑结构荷载规范》规定:

8.1.1 垂直于建筑物表面上的风荷载标准值, 应按下列规定确定:

2 计算围护结构时, 应按下列公式计算:

$$w_k = \beta_{gz} \mu_{s1} \mu_z w_0 \quad (8.1.1-2)$$

式中 β_{gz} ——高度 z 处的阵风系数;

μ_{s1} ——风荷载局部体型系数。

(一) 直接承受风荷载的围护构件

真题

【5.6.26】(2003 年一级考题, 因规范改版, 本题已作相应调整)

某密集建筑群的城市市区内有一 30 层的一般钢筋混凝土高层建筑, 设计使用年限 100 年, 如图 5.6.27 所示。地面以上高度为 100m, 迎风面宽 30m, 按 100 年重现期的基本风压 $w_0 = 0.55 \text{ kN/m}^2$, 风荷载体型系数 1.3。

试问, 100m 处迎风面围护结构的风荷载标准值 (kN/m^2) 与下列何项数值最为接近? (提示: 不考虑建筑物内部压力)

- (A) 1.394 (B) 1.945
(C) 2.256 (D) 2.505

【答案】(A)

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》8.2.1 条, 地面粗糙度为 C 类, 100m 处风压高度变化系数 $\mu_z = 1.50$ 。

(2) 查《建筑结构荷载规范》表 8.6.1, C 类、100m 处的阵风系数 $\beta_{gz} = 1.69$ 。

(3) 查《建筑结构荷载规范》表 8.3.3 第 1 项, 迎风面局部体型系数 $\mu_{s1} = 1.0$ 。

(4) 根据《建筑结构荷载规范》8.1.1 条, 计算围护结构时:

$$w_k = \beta_{gz} \mu_{s1} \mu_z w_0 = 1.69 \times 1.0 \times 1.50 \times 0.55 = 1.394 \text{ kN/m}^2, \text{ (A) 正确。}$$

【简解】

(1) 根据《荷规》8.2.1 条, C 类、100m, $\mu_z = 1.50$ 。

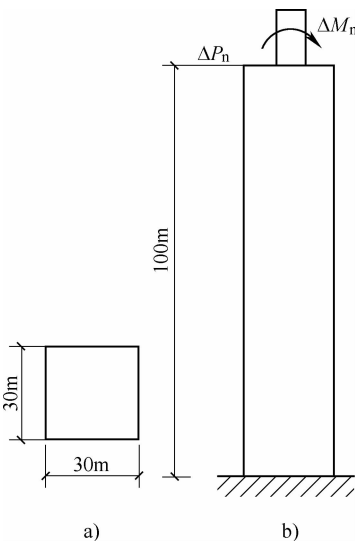


图 5.6.27

a) 建筑平面图 b) 建筑立面图

(2) 查《荷规》表 8.6.1, C 类、100m, $\beta_{gz} = 1.69$ 。

(3) 查《荷规》表 8.3.3 第 1 项, $\mu_{s1} = 1.0$ 。

(4) 根据《荷规》8.1.1 条:

$$w_k = \beta_{gz} \mu_{s1} \mu_z w_0 = 1.69 \times 1.0 \times 1.50 \times 0.55 = 1.394 \text{ kN/m}^2, (\text{A}) \text{ 正确。}$$

真题

【5.6.27】(2004 年二级考题, 因规范改版, 本题已作相应调整)

某一建于非地震区的 12 层现浇钢筋混凝土框剪结构, 设计使用年限 100 年, 其平面、立面示意图如图 5.6.28 所示, 属于对风荷载比较敏感的高层建筑。其 50 年重现期的基本风压 $w_0 = 0.6 \text{ kN/m}^2$, 100 年重现期的基本风压 $w_0 = 0.7 \text{ kN/m}^2$; 地面粗糙度为 C 类。该建筑物质量和刚度沿高度分布比较均匀, 基本自振周期 $T = 1.5 \text{ s}$, 风振系数 $\beta_z = 1.426$ 。

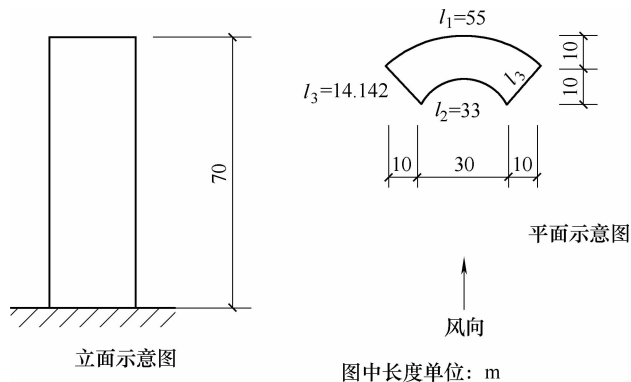


图 5.6.28

计算该建筑物顶部围护结构时, 已知风荷载局部体型系数 $\mu_{s1} = 1.125$ 。试问, 沿图示风向在内弧迎风面顶部的风荷载标准值 $w_k (\text{kN/m}^2)$, 与下列何项数值最为接近?

- (A) 1.21 (B) 1.30 (C) 1.43 (D) 1.51

【答案】(D)

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》8.1.2 条及条文说明, 对风荷载比较敏感的高层建筑和高耸结构, 基本风压应适当提高。对于此类结构物中的围护结构, 其重要性与主体结构相比要低些, 可仍取 50 年重现期的基本风压 $w_0 = 0.6 \text{ kN/m}^2$ 。

(2) 查《建筑结构荷载规范》表 8.2.1, C 类、70m 处风压高度变化系数 $\mu_z = 1.28$ 。

(3) 查《建筑结构荷载规范》表 8.6.1, C 类、70m 处阵风系数 $\beta_{gz} = 1.75$ 。

(4) 根据《建筑结构荷载规范》式 (8.1.1-2):

$$w_k = \beta_{gz} \mu_{s1} \mu_z w_0 = 1.75 \times 1.125 \times 1.28 \times 0.6 = 1.512 \text{ kN/m}^2, (\text{D}) \text{ 正确。}$$

【简解】

(1) 根据《荷规》8.1.2 条及条文说明, $w_0 = 0.6 \text{ kN/m}^2$ 。

(2) 查《荷规》表 8.2.1, C 类、70m, $\mu_z = 1.28$ 。

(3) 查《荷规》表 8.6.1, C 类、70m, $\beta_{gz} = 1.75$ 。

(4) 根据《荷规》式 (8.1.1-2):

$$w_k = \beta_{gz} \mu_{s1} \mu_z w_0 = 1.75 \times 1.125 \times 1.28 \times 0.6 = 1.512 \text{ kN/m}^2, (\text{D}) \text{ 正确。}$$

真题**【5.6.28】** (2010 年一级考题, 因规范改版, 本题已作相应调整)

某 36 层钢筋混凝土框架-核心筒高层建筑, 设计使用年限 100 年, 是普通办公楼, 建于非地震区, 如图 5.6.29 所示; 圆形平面, 直径为 30m; 房屋地面以上高度为 150m, 质量和刚度沿竖向分布均匀, 可忽略扭转影响。按 50 年重现期的基本风压为 0.6kN/m^2 , 按 100 年重现期的基本风压为 0.66kN/m^2 。地面粗糙度为 B 类, 结构基本自振周期 $T_1 = 2.78\text{s}$ 。

试问, 设计 120m 高度处的遮阳板时, 所采用的风荷载标准值 (kN/m^2), 与下列何项数值最为接近?

- (A) -1.98 (B) -2.18
(C) -2.65 (D) -3.75

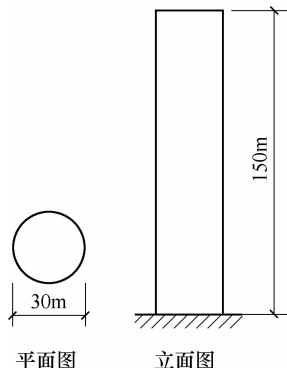


图 5.6.29

【答案】 (D)**【详解】**

(1) 根据《建筑结构荷载规范》8.1.2 条及条文说明, 取 50 年重现期基本风压 $w_0 = 0.6\text{kN/m}^2$ 。

(2) 查《建筑结构荷载规范》表 8.2.1, B 类、120m 处的风压高度变化系数:

$$\mu_z = 2.00 + \frac{120 - 100}{150 - 100} \times (2.25 - 2.00) = 2.1$$

(3) 查《建筑结构荷载规范》表 8.6.1, B 类、120m 处的阵风系数:

$$\beta_{gz} = 1.50 + \frac{120 - 100}{150 - 100} \times (1.47 - 1.50) = 1.488$$

(4) 根据《建筑结构荷载规范》8.3.3-2 条, 局部体型系数 $\mu_{s1} = -2.0$ 。

(5) 根据《建筑结构荷载规范》式 (8.1.1-2):

$$w_k = \beta_{gz} \mu_{s1} \mu_z w_0 = 1.488 \times (-2.0) \times 2.1 \times 0.6 = -3.75\text{kN/m}^2, \text{ (D) 正确。}$$

【简解】

(1) 根据《荷规》8.1.2 条及条文说明, $w_0 = 0.6\text{kN/m}^2$ 。

(2) 查《荷规》表 8.2.1, B 类、120m:

$$\mu_z = 2.00 + \frac{120 - 100}{150 - 100} \times (2.25 - 2.00) = 2.1$$

(3) 查《荷规》表 8.6.1, B 类、120m:

$$\beta_{gz} = 1.50 + \frac{120 - 100}{150 - 100} \times (1.47 - 1.50) = 1.488$$

(4) 根据《荷规》8.3.3-2 条, $\mu_{s1} = -2.0$ 。

(5) 根据《荷规》式 (8.1.1-2):

$$w_k = \beta_{gz} \mu_{s1} \mu_z w_0 = 1.488 \times (-2.0) \times 2.1 \times 0.6 = -3.75\text{kN/m}^2, \text{ (D) 正确。}$$

(二) 非直接承受风荷载的围护构件**【5.6.29】** 大雨篷中间主钢梁上由负压(吸力)产生的线荷载

条件: 一大雨篷中间主钢梁 GL 与框架柱相连, 柱距 9m, 主钢梁悬挑 6m, 如图 5.6.30 所示。钢梁顶面标高 5.0m。在 10m 高度处的基本风压 $w_0 = 0.7\text{kN/m}^2$, 地面粗糙度为 A 类。

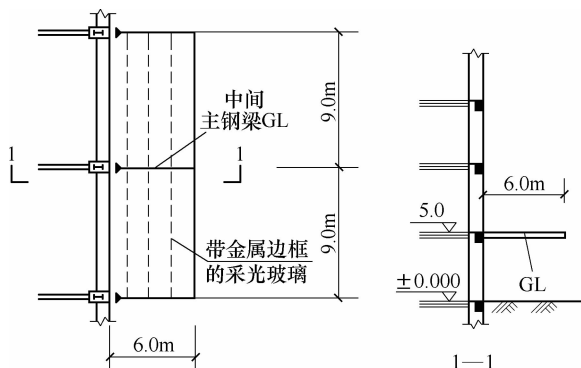


图 5.6.30

要求：计算主钢梁 GL 上由负风压（吸力）标准值产生的线荷载 q_{wk} (kN/m)。

【解答】

- (1) 查《建筑结构荷载规范》表 8.6.1, A 类、5m 处阵风系数 $\beta_{gz} = 1.65$ 。
- (2) 查《建筑结构荷载规范》表 8.2.1, A 类、5m 处风压高度变化系数 $\mu_z = 1.09$ 。
- (3) 根据《建筑结构荷载规范》8.3.3-2 条, 雨篷的局部体型系数 $\mu_{s1} = -2.0$ 。
- (4) 根据《建筑结构荷载规范》8.3.4 条, 主钢梁 GL 的从属面积为 $6 \times 9 = 54\text{m}^2 > 25\text{m}^2$, 局部体型系数绝对值大于 1.0, 折减系数取 0.6。
- (5) 根据《建筑结构荷载规范》式 (8.1.1-2):

$$w_k = \beta_{gz} \mu_{s1} \mu_z w_0 = 1.65 \times (-2.0 \times 0.6) \times 1.09 \times 0.7 = -1.51 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{wk} = -1.51 \times 9 = -13.59 \text{ kN/m}$$

第七节 横风向风效应

一、要考虑横风向风效应的具体范围

大多数情况下, 横风向风力较顺风向风力小得多, 当结构对称时横风向风力更是可以忽略。然而, 对于超高层建筑、烟囱、高耸塔架等细长的柔性结构, 虽然最大水平风力或位移出现在顺风方向, 但引起人可感觉的运动, 甚至不舒服的最大加速度可能发生在垂直于风的方向, 即横风向。这是因为横向风力由于不稳定的空气动力特性, 可能会产生很大的动力效应, 即风振。这时, 横风向风效应应引起足够的重视。尤其当风速进入跨临界范围时, 结构有可能出现严重的振动, 甚至于破坏, 国内外都曾发生过很多这类的损坏和破坏的工程实例, 必须引起重视。《建筑结构荷载规范》8.5.1 条和“条文说明”给出了要考虑横风向风效应的具体范围。

8.5.1 对于横风向风振作用效应明显的高层建筑以及细长圆形截面构筑物, 宜考虑横风向风振的影响。

建筑高度超过 150m 或高宽比大于 5 的高层建筑可出现较为明显的横风向风振效应。

细长圆形截面构筑物一般指高度超过 30m 且高度比大于 4 的构筑物。

二、雷诺数

横风向风振是由不稳定的空气动力特性形成的，它与结构截面形状及雷诺数 Re 有关，雷诺数 Re 是惯性力与黏性力之比。横风向风作用下，由于结构截面形式和雷诺数的不同，旋涡的形成也不同，那么结构的受力特性也不同。

雷诺数是空气动力学中的一个重要参数，现将空气动力学中对其的描述摘录如下。

在空气流动中，对流体质点起主要作用的是两种力，即惯性力和黏性力。空气流动时自身质量产生的惯性力等于单位面积上的压力 $\rho v^2/2$ 乘以面积，其量纲为 $\rho v^2 L^2$ (L 为长度)。黏性力反映流体抵抗剪切变形的能力，黏性越大，其抵抗剪切变形的能力就越大。黏性力的大小可通过黏性系数 μ 来衡量，流体中的黏性应力为黏性系数 μ 乘以速度梯度 dv/dy 或剪切角 γ 的时间变化率，而黏性力等于黏性应力乘以面积，其量纲为 $(\mu v/L) L^2$ 。

工程科学家雷诺在 19 世纪 80 年代，通过大量实验，首先给出了以惯性力与黏性力之比为参数的动力相似定律，该参数后来被命名为雷诺数。只要雷诺数相同，流体动力特性便相似。后来人们还发现，雷诺数也是衡量平滑流动的层流 (laminar flow)，向混乱无规则的湍流 (turbulence) 转换的尺度。

因为惯性力的量纲为 $\rho v^2 L^2$ ，而黏性力的量纲为 $(\mu v/L) L^2$ ，用圆形截面的直径 D 代替 L ，可得雷诺数定义为

$$Re = \frac{\rho v^2 D^2}{(\mu v/D) D^2} = \rho v D = \frac{v D}{x} \quad (1)$$

式中 ρ ——空气密度， kg/m^3 ；

v ——计算高度处的风速， m/s ；

D ——结构截面的直径 (m)，或其他形状物体表面特征尺寸；

μ ——空气黏性系数；

x ——运动黏性系数， $x = \mu/\rho$ 。

对于空气，运动黏性系数为 $1.45 \times 10^{-5} \text{m}^2/\text{s}$ ，则雷诺数 Re 可写为

$$Re = 69000 v D \quad (4)$$

雷诺数的定义是惯性力与黏性力之比，当雷诺数很小时，如小于 1/1000，则惯性力与黏性力相比可以忽略，即意味着高黏性行为。相反，如果雷诺数很大，如大于 1000，则意味着黏性力影响很小，空气流动的作用一般是这种情况，即惯性力起主要作用。

《建筑结构荷载规范》指出：

4 雷诺数 Re 可按下列公式确定：

$$Re = 69000 v D \quad (8.5.3-1)$$

式中 v ——计算所用风速，可取临界风速值 v_{cr} ；

D ——结构截面的直径 (m)，当结构的截面沿高度缩小时 (倾斜度不大于 0.02)，可近似取 2/3 结构高度处的直径。

从雷诺数 Re 的计算公式可以知道雷诺数是和风速 v 成正比的，即 $Re \propto v$ 。

从雷诺数 Re 的计算公式可以知道雷诺数是和圆截面直径 D 成正比的，即 $Re \propto D$ 。

图 5.7.1 为某截面直径为 D 的高层建筑物所受风力的示意图，可见建筑底部风力小、上部风力大。即底部风速小、上部风速大。相应底部雷诺数 Re 小、上部雷诺数 Re 大。

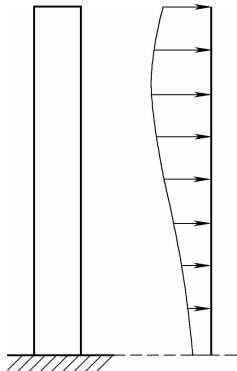


图 5.7.1 截面直径为 D 的高层建筑物所受风力的示意图

三、横风向风振

《建筑结构荷载规范》“条文说明”给出：

8.5.2、8.5.3 当建筑物受到风力作用时，不但顺风向可能发生风振，而且在一定条件下也能发生横风向的风振。导致建筑横风向风振的主要激励有：尾流激励（旋涡脱落激励）、横风向紊流激励以及气动弹性激励（建筑振动和风之间的耦合效应），其激励特性远比顺风向要复杂。

导致横向风振有三种主要激励，这里仅讨论最简单亦是最重要的尾流激励（旋涡脱落激励）。

（一）旋涡脱落

下面以圆截面柱体结构为例说明横风向风振的产生。

当空气流绕过圆柱体时，如图 5.7.2a 所示，沿上风面 AB 速度逐渐增大，到 B 点压力达到最低值，再沿下风面 BC 速度又逐渐降低，压力也重新增大。实际上由于在边界层内气流对柱体表面的摩擦要消耗部分能量，因此气流实际上是在 BC 中间的某一点 S 处速度停滞，旋涡就在此 S 点生产，并在外流的影响下，以一定的周期（频率）脱落，如图 5.7.2b 所示，这种现象称为旋涡脱落，旋涡脱落频率为 f_s 。

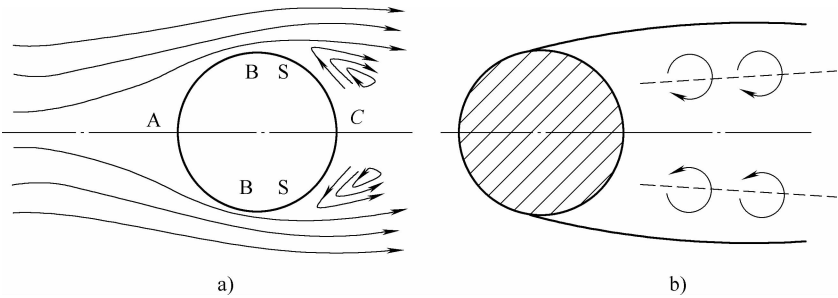


图 5.7.2 空气旋涡的产生与脱落
a) 层流分离 b) 旋涡脱落

矩形柱体（如高层建筑）有另一种旋涡脱落现象，如图 5.7.3 所示。在低风速时由于脱落在建筑物两侧同时发生，不会引起建筑物的横向振动，仅有平行于风向的振动。在较高风速时，旋涡依次从两侧脱落。此时，除顺风方向有冲击力外在横风向也有冲击力。此横向冲击是左一次右一次依次在建筑物左右轮流作用，其频率恰好是顺风向冲击频率的一半。

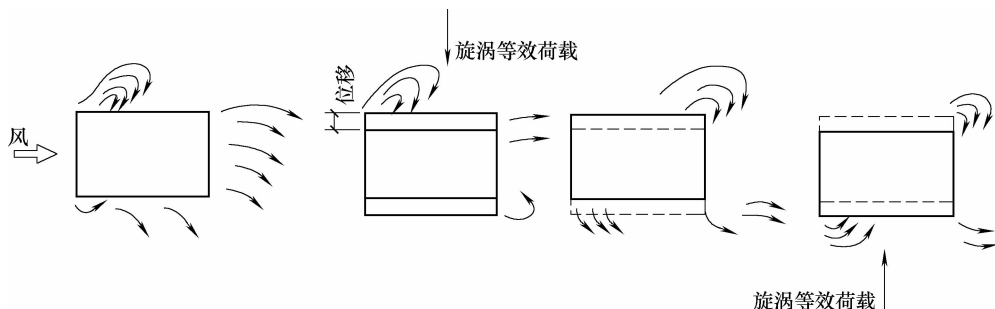


图 5.7.3 矩形截面柱体旋涡的产生和脱落

后来斯托罗哈（Strouhal）在研究的基础上指出旋涡脱落现象可以用一个无量纲的参数来描述，此参数即为斯托罗哈数 St ，可表示为

$$St = \frac{f_s D}{v} \quad (5.7.1)$$

式中 v ——建筑物顶部的来流平均速度（m/s）；

f_s ——旋涡脱落频率（1/s）；

D ——圆截面物体的截面直径（m）。

同理，脱落频率 f_s 可表示为

$$f_s = \frac{v \times St}{D} \quad (5.7.2)$$

式中 St ——与体形有关的无量纲参数，即斯脱罗哈数。

从脱落频率 f_s 计算公式（5.7.2）可知脱落频率和风速成正比的，即 $f_s \propto v$ 。

从脱落频率 f_s 计算公式（5.7.2）可知脱落频率和圆截面直径 D 成反比的，即 $f_s \propto 1/D$ 。

因雷诺数 Re 是和风速 v 成正比的，即 $v \propto Re$ 。故脱落频率 f_s 和雷诺数 Re 成正比，即 $f_s \propto Re$ 。

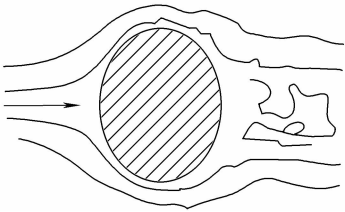
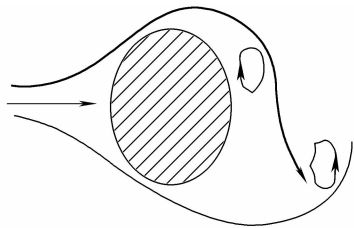
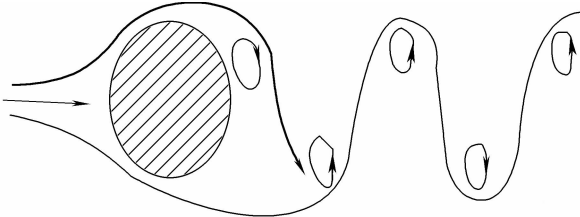
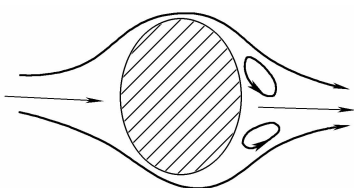
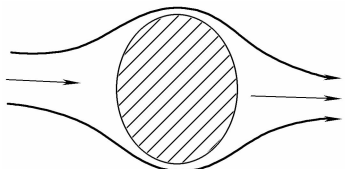
（二）雷诺数对跨越圆柱体气流旋涡脱落运动特性的影响

由空气动力学的理论可知，反映气流惯性力与黏性力之比的雷诺数 Re 的大小直接关系到受阻塞气流旋涡脱落的运动特性，见表 5.7.1，该表的底部雷诺数 Re 很小，而上部的雷诺数 Re 高于下部，表示了雷诺数由小到大的演变发展过程中，跨越圆柱体的流体随着雷诺数改变的发展演变情况。

表 5.7.1 跨越圆柱体的流体随雷诺数改变的发展阶段

$3.5 \times 10^6 < Re$		湍流涡道重建, 旋涡脱落规则和有周期性
------------------------	--	---------------------

(续)

$3 \times 10^5 \leq Re < 3.5 \times 10^6$		层状附面层经历了湍流转变,尾流变窄,而且变得凌乱无规则
$300 \leq Re < 3 \times 10^5$		涡道全部成为湍流,旋涡脱落规则和有周期性
$150 \leq Re < 300$		旋涡内部向湍流的过渡阶段,旋涡脱落很不规则
$40 \leq Re < 90$ $90 \leq Re < 150$		涡道呈层流的两个阶段
$5 \sim 15 \leq Re < 40$		尾流中一对稳定的旋涡
$Re < 5$		无分离流动阶段

从表 5.7.1 中可以观察到,旋涡脱落的频率 f_s 与气流的雷诺数 Re 有关。斯托罗哈数 St 也与气流的雷诺数 Re 有关,现将具体试验 St 的结论列于此处。

当 $3.0 \times 10^2 \leq Re < 3.0 \times 10^5$ 时,周期性脱落很明显,且周期接近于常数, $St \approx 0.2$; 当 $3.0 \times 10^5 \leq Re < 3.5 \times 10^6$ 时,脱落具有随机性, St 的离散性很大; 当 $Re \geq 3.5 \times 10^6$ 时,脱落又重新出现大致的规则性, $St = 0.27 \sim 0.3$ 。

在 $3.0 \times 10^2 \leq Re < 3.0 \times 10^5$ 和 $Re \geq 3.5 \times 10^6$ 这二区段,即斯托罗哈数 St 已由试验求得的区段,由式 $f_s = \frac{v \times St}{D}$ 可以求出脱落频率,脱落频率 f_s 与顺风向的来流风速 v 成比例,和圆截面物体的截面直径 D 成反比。

从图 5.7.1 上可知风速是接近地面处最低,随离地面距离 z 的增大风速在提高。

因脱落频率 f_s 与顺风向的来流风速 v 成比例,由此可知脱落频率 f_s 是接近地面处最低,随高度 z 的增大脱落频率 f_s 在提高。

因雷诺数是和风速成正比的, 即 $v \propto Re$, 由此可知雷诺数 Re 接近地面处最低, 随高度 z 的增大雷诺数 Re 在提高。

(三) 横风向风振的临界范围

当旋涡脱落频率 f_s 与结构横向自振频率接近时, 结构会发生剧烈的共振, 即产生横风向风振。

由于雷诺数 $R < 3.0 \times 10^2$ 时风速小, 工程上常不考虑。因而根据上述 $Re \geq 3.0 \times 10^2$ 时旋涡脱落的三段现象, 将圆筒式结构划分为三个临界范围。

亚临界范围, $3.0 \times 10^2 \leq Re < 3.0 \times 10^5$, 旋涡脱落的频率 f_s 接近常数, 当旋涡脱落频率 f_s 与结构横向自振频率接近时, 会发生横风向共振, 因风速较小属微风共振。

超临界范围, $3.0 \times 10^5 \leq Re < 3.5 \times 10^6$, 旋涡脱落的频率 f_s 离散, 不会发生共振响应, 风速也不是很大, 通常不作横风向专门处理。

跨临界范围, $Re \geq 3.5 \times 10^6$, 旋涡脱落的频率 f_s 稳定, 当旋涡脱落频率 f_s 与结构横向自振频率接近时, 会发生横风向共振, 且风速较大属强风共振, 是结构横风向抗风设计特别应该注意的问题。

应该指出, 由于雷诺数与风速 v 的大小成比例, 因而当结构处于跨临界范围的横风向验算应成为结构抗风设计中应该特别注意的问题。特别是当旋涡周期性脱落的频率与结构的自振频率一致时, 将产生强风共振反应。

当结构处于亚临界范围时, 虽然也有可能发生横风向微风共振, 但由于风速小, 对结构的作用不如跨临界范围严重, 通常可以采用构造方法加以处理。

当结构处于超临界范围, 由于不会产生共振响应, 且风速也不大, 此时工程上常不考虑横风向风振。

《建筑结构荷载规范》8.5.2 条“条文说明”对三个临界范围的问题作了讲述。

对于圆截面柱体结构, 若旋涡脱落频率与结构自振频率相近, 可能出现共振。大量试验表明, 旋涡脱落频率 f_s 与平均风速 v 成正比, 与截面的直径 D 成反比, 这些变量之间满足如下关系: $St = \frac{f_s D}{v}$, 其中, St 是斯脱罗哈数, 其值仅决定于结构断面形状和雷诺数。

雷诺数 $Re = \frac{vD}{\nu}$ (可用近似公式 $Re = 69000vD$ 计算, 其中, 分母中 ν 为空气运动黏性系数, 约为 $1.45 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$; 分子中 v 是平均风速; D 是圆柱结构的直径) 将影响圆截面柱体结构的横风向风力和振动响应。当风速较低, 即 $Re \leq 3 \times 10^5$ 时, $St \approx 0.2$ 。一旦 f_s 与结构频率相等, 即发生亚临界的微风共振。当风速增大而处于超临界范围, 即 $3 \times 10^5 \leq Re < 3.5 \times 10^6$ 时, 旋涡脱落没有明显的周期, 结构的横向振动也呈随机性。当风更大, $Re \geq 3.5 \times 10^6$, 即进入跨临界范围, 重新出现规则的周期性旋涡脱落。一旦与结构自振频率接近, 结构将发生强风共振。

一般情况下, 当风速在亚临界或超临界范围内时, 只要采取适当构造措施, 结构不会在短时间内出现严重问题。也就是说, 即使发生亚临界微风共振或超临界随机振动, 结构的正常使用可能受到影响, 但不至于造成结构破坏。当风速进入跨临界范围内时, 结构有可能出现严重的振动, 甚至于破坏, 国内外都曾发生过很多这类损坏和破坏的事例, 对此必须引起注意。

(四) 锁定现象

实验发现,当旋涡脱落的频率 f_s 与结构横向自振基本频率接近时,结构就会在横向产生共振反应。当风速继续增大时,旋涡脱落频率并不继续增大,即不再随风速变化,而是保持为常数。结构自振频率控制了旋涡脱落频率这一现象被称为锁定。当风速大于结构共振风速的1.3倍左右时,旋涡脱落频率才继续增加,重新按新的频率脱落,如图5.7.4所示。旋涡脱落保持常数的风速区域,称为锁定区域。

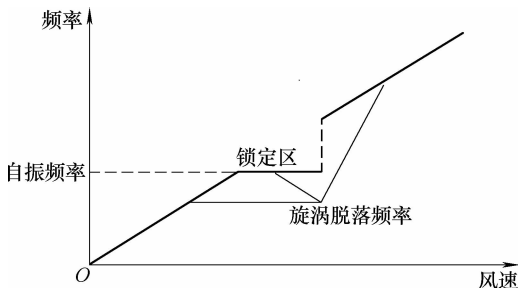


图 5.7.4 锁定现象

在一定的风速范围内将发生涡激共振现象,涡激共振发生的初始风速为临界风速 v_{cr} ,表达为

$$v_{cr} = \frac{D}{T_1 \times St} \quad (5.7.3)$$

式中 D ——结构截面的直径 (m);

T_1 ——结构第1振型的自振周期 (s)。

(五) 共振区高度

图5.7.5a为某截面直径为 D 的高层建筑物所受风力的示意图,建筑底部雷诺数 Re 小,上部雷诺数 Re 大。从下到上分别经历了三个临界范围。

亚临界范围,风速较小,只可能引起微小共振,不致引起结构破坏;超临界范围,共振影响较小,一般也可不予验算;跨临界范围,风速较大,横风向共振影响较大,是高层建筑结构横风向风振校核的主要内容。此时结构自振频率控制了旋涡脱落频率,成为旋涡脱落保持常数的锁定区域如图5.7.5b所示。

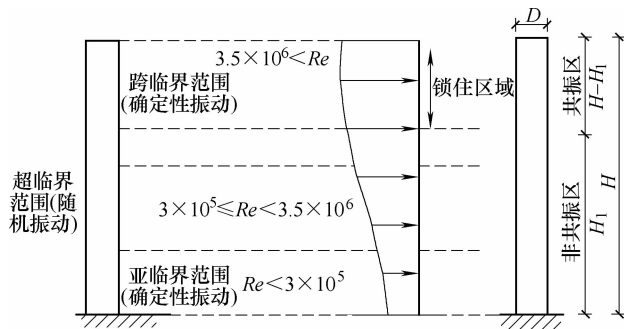


图 5.7.5 共振区高度

根据以上的讨论,可知对较高的建筑物,沿高度方向结构横向将受到三种不同性质的横风向风作用力。

由以上讨论可知,对结构横风向风效应起主要作用的是锁定区域横风向风作用力,这区域就是强风共振区,所以可只考虑该区域的横风向风作用力,如图5.7.6所示。

试验表明,随着建筑物高度增高,风速增大超过临界风速 v_{cr} 的1.3~1.4倍后,该高度以上至建筑物屋顶区域将不会发生横风向共振,也即跨临界强风共振区存在于一个区域,该锁住

区域长度为对应风速 $v = v_{cr} \sim 1.3(1.4)v_{cr}$ 的高度区。若结构顶部风速 $v_H \leq 1.3(1.4)v_{cr}$ 则该结构强风共振区为 $H - H_1$ ，如图 5.7.7 所示。

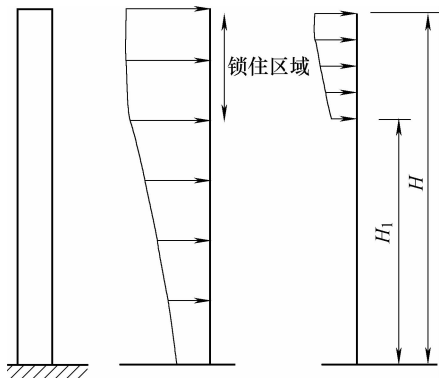


图 5.7.6 横风向风作用力的区域

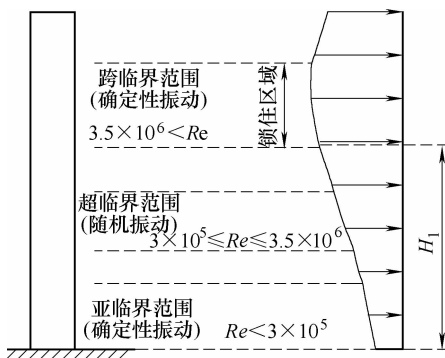


图 5.7.7 锁住区域长度

四、跨临界范围横向风强风共振校核

当结构顶部风速 v_H 大于临界风速 v_{cr} 时，跨临界范围将发生横向风强风共振，应予以校核。《建筑结构荷载规范》规定：

5 临界风速 v_{cr} 和结构顶部风速 v_H 可按下列公式确定：

$$v_{cr} = \frac{D}{T_i St} \quad (8.5.3-2)$$

$$v_H = \sqrt{\frac{2000\mu_H w_0}{\rho}} \quad (8.5.3-3)$$

式中 T_i ——结构第 i 振型的自振周期，验算亚临界微风共振时取基本自振周期 T_1 ；

St ——斯脱罗哈数，对圆截面结构取 0.2；

μ_H ——结构顶部风压高度变化系数；

w_0 ——基本风压（ kN/m^2 ）；

ρ ——空气密度（ kg/m^3 ）。

（一）临界风速 v_{cr}

对于圆形截面，实验结果表明： $St = 0.2$

顺风向临界风速 v_{cr} （ m/s ）：

$$v_{cr} = \frac{D}{T_1 St} = \frac{5D}{T_1}$$

式中 T_1 ——结构横风向基本自振周期（ s ）。

由上式可以看到，结构越细柔，横风向结构自振周期越长，临界风速 v_{cr} 越低，越容易引起横风向风振；反之，结构越粗刚，横风向结构自振周期越短，临界风速 v_{cr} 越高，越不容易引起横风向风振。

（二）结构顶部风速 v_H

$$v_H = \sqrt{\frac{2000\mu_H w_0}{\rho}} \quad (\text{m/s})$$

式中 γ_w ——风载分项系数, 取 1.4;

μ_H ——结构顶部风压高度系数;

w_0 ——规定重现期的基本风压 (kN/m^2), 见《建筑结构荷载规范》附表 D.4。

由上式可以看到, 建筑物所处场地基本风压越高, 建筑物越高, 结构顶部设计风速 v_H 越高, 越易引起横风向风振; 反之, 建筑物所处场地基本风压较低, 建筑物不很高, 结构顶部设计风速 v_H 较低, $v_H \leq v_{cr}$ 则不发生共振, 不必验算横风向风振效应。

(三) 跨临界强风共振区

H. 1. 1 跨临界强风共振引起在 z 高度处振型 j 的等效风荷载标准值可按下列规定确定:

2 临界风速起始点高度 H_1 可按下式计算:

$$H_1 = H \times \left(\frac{v_{cr}}{1.2v_H} \right)^{1/\alpha} \quad (\text{H. 1. 1-2})$$

式中 α ——地面粗糙度指数, 对 A、B、C 和 D 四类地面粗糙度分别取 0.12、0.15、0.22 和 0.30;

v_H ——结构顶部风速 (m/s), 按本规范公式 (8.5.3-3) 计算。

跨临界强风共振区 ($v_H > v_{cr}$ 区域), 将产生等效横向风荷载, 其形式如图 5.7.8 所示。

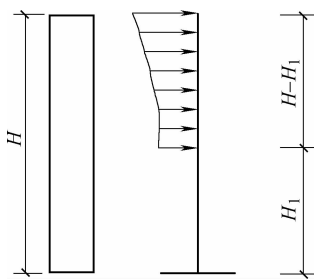


图 5.7.8 旋涡脱落横向共振时等效风荷载

图中 H_1 为临界风速 v_{cr} 起始点高度, $H - H_1$ 为跨临界强风共振区。

(四) 跨临界强风共振区等效横向风荷载设计值

8.5.2 横风向风振的等效风荷载可按下列规定采用:

2 对于圆形截面高层建筑及构筑物, 其由跨临界强风共振 (旋涡脱落) 引起的横风向风振等效风荷载 w_{1k} 可按本规范附录 H.1 确定;

《建筑结构荷载规范》给出了圆形截面跨临界强风共振区 ($H - H_1$) 内, z 高度处 j 振型等效横向风荷载设计值 w_{czi}

H. 1. 1 跨临界强风共振引起在 z 高度处振型 j 的等效风荷载标准值可按下列规定确定:

1 等效风荷载标准值 $w_{1k,j}$ (kN/m^2) 可按下列下式计算:

$$w_{1k,j} = |\lambda_j| v_{cr}^2 \phi_j(z) / 12800 \zeta_j \quad (\text{H. 1. 1-1})$$

式中 λ_j ——计算系数;

v_{cr} ——临界风速，按本规范公式 (8.5.3-2) 计算；

$\phi_j(z)$ ——结构的第 j 振型系数，由计算确定或按本规范附录 G 确定；

ζ_j ——结构第 j 振型的阻尼比；对第 1 振型，钢结构取 0.01，房屋钢结构取 0.02，混凝土结构取 0.05；对高阶振型的阻尼比，若无相关资料，可近似按第 1 振型的值取用。

3 计算系数 λ_j 可按表 H.1.1 采用。

表 H.1.1 λ_j 计算用表

结构类型	振型序号	H_1/H										
		0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
高耸结构	1	1.56	1.55	1.54	1.49	1.42	1.31	1.15	0.94	0.68	0.37	0
	2	0.83	0.82	0.76	0.60	0.37	0.09	-0.16	-0.33	-0.38	-0.27	0
	3	0.52	0.48	0.32	0.06	-0.19	-0.30	-0.21	0.00	0.20	0.23	0
	4	0.30	0.33	0.02	-0.20	-0.23	0.03	0.16	0.15	-0.05	-0.18	0

G.0.2 迎风面宽度远小于其高度的高耸结构，其振型系数可按表 G.0.2 采用。

表 G.0.2 高耸结构的振型系数

相对高度	振型序号			
z/H	1	2	3	4
0.1	0.02	-0.09	0.23	-0.39
0.2	0.06	-0.30	0.61	-0.75
0.3	0.14	-0.53	0.76	-0.43
0.4	0.23	-0.68	0.53	0.32
0.5	0.34	-0.71	0.02	0.71
0.6	0.46	-0.59	-0.48	0.33
0.7	0.59	-0.32	-0.66	-0.40
0.8	0.79	-0.07	-0.40	-0.64
0.9	0.86	0.52	0.23	-0.05
1.0	1.00	1.00	1.00	1.00

真题

【5.7.1】(2010 年一级考题，因规范改版，本题已作相应调整)

某 36 层钢筋混凝土框架-核心筒高层建筑，设计使用年限为 100 年，为普通办公楼，建于非地震区，如图 5.7.9 所示；圆形平面，直径为 30m；房屋地面以上高度为 150m，质量和刚度沿竖向分布均匀，可忽略扭转影响。按 50 年重现期的基本风压为 0.6kN/m^2 ，按 100 年重现期的基本风压为 0.66kN/m^2 。地面粗糙度为 B 类，结构基本自振周期 $T_1 = 2.78\text{s}$ 。

该建筑物底部 6 层的层高均为 5m，其余各层层高均为 4m。当校核第一振型横风向风振时，试问，其临界风速起始高度位于下列何项楼层范围？

提示：空气密度 $\rho = 1.25\text{kg/m}^3$ 。

- (A) 15 层 (B) 17 层
(C) 19 层 (D) 21 层

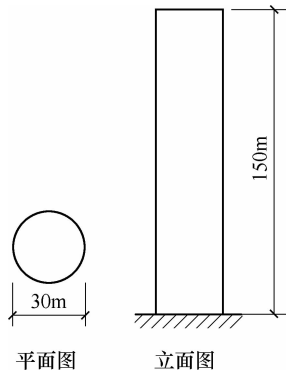


图 5.7.9

【答案】 (D)

【详解】

(1) 根据《建筑结构荷载规范》8.5.3-5 条:

$$\text{临界风速: } v_{cr} = \frac{D}{T_i S t} = \frac{30}{2.78 \times 0.2} = 53.96 \text{ m/s}$$

$$\text{顶部风速: } v_H = \sqrt{\frac{2000 \mu_H w_0}{\rho}}$$

地面粗糙度为 B 类, 150m 高处 $\mu_H = 2.25$; 设计使用年限为 100 年, $w_0 = 0.66 \text{ kN/m}^2$

$$v_H = \sqrt{\frac{2000 \times 2.25 \times 0.66}{1.25}} = 48.74 \text{ m/s}$$

(2) 根据《建筑结构荷载规范》8.5.3-4 条:

$$\text{雷诺数 } Re = 69000 v D = 69000 \times 53.96 \times 30 = 1.12 \times 10^8$$

(3) 根据《建筑结构荷载规范》8.5.3-2 条:

$$Re > 3.5 \times 10^6, 1.2 v_H = 1.2 \times 48.74 = 58.49 \text{ m/s} > v_{cr}, \text{ 可发生跨临界的强风共振。}$$

(4) 根据《建筑结构荷载规范》附录 H.1.1-2 条:

地面粗糙度为 B 类, $\alpha = 0.15$ 。

$$H_1 = H \times \left(\frac{v_{cr}}{1.2 v_H} \right)^{1/\alpha} = 150 \times \left(\frac{53.96}{1.2 \times 48.74} \right)^{1/0.15} = 88 \text{ m}$$

(5) 层数: $\frac{88-30}{4} + 6 = 20.5$, 起始高度位于 21 层, (D) 正确。

【简解】

(1) 根据《荷规》8.5.3-5 条:

$$v_{cr} = \frac{D}{T_i S t} = \frac{30}{2.78 \times 0.2} = 53.96 \text{ m/s}$$

$$v_H = \sqrt{\frac{2000 \mu_H w_0}{\rho}}$$

B 类、150m, $\mu_H = 2.25$; $w_0 = 0.66 \text{ kN/m}^2$

$$v_H = \sqrt{\frac{2000 \times 2.25 \times 0.66}{1.25}} = 48.74 \text{ m/s}$$

(2) 根据《荷规》8.5.3-4 条:

$$Re = 69000 v D = 69000 \times 53.96 \times 30 = 1.12 \times 10^8$$

(3) 根据《荷规》8.5.3-2 条:

$$Re > 3.5 \times 10^6, 1.2 v_H = 1.2 \times 48.74 = 58.49 \text{ m/s} > v_{cr}, \text{ 可发生跨临界的强风共振。}$$

(4) 根据《荷规》附录 H.1.1-2 条:

$$H_1 = H \times \left(\frac{v_{cr}}{1.2 v_H} \right)^{1/\alpha} = 150 \times \left(\frac{53.96}{1.2 \times 48.74} \right)^{1/0.15} = 88 \text{ m}$$

(5) $\frac{88-30}{4} + 6 = 20.5$, 21 层, (D) 正确。

真题**【5.7.2】** (2011 年一级考题)

某环形截面钢筋混凝土烟囱，如图 5.7.10 所示，烟囱基础顶面以上总重力荷载代表值为 18000kN，烟囱基本自振周期 $T_1 = 2.5\text{s}$ 。

如果烟囱建于非地震区，基本风压 $w_0 = 0.5\text{kN/m}^2$ ，地面粗糙度为 B 类。试问，烟囱承载力极限状态设计时，风荷载按下列何项考虑？

提示：假定烟囱第 2 及以上振型，不出现跨临界的强风共振。

- (A) 由顺风向荷载效应控制，可忽略横风向风荷载效应
- (B) 由横风向风荷载效应控制，可忽略顺风向风荷载效应
- (C) 取顺风向风荷载效应与横风向风荷载效应之较大者
- (D) 取顺风向风荷载效应与横风向风荷载效应组合值 $\sqrt{S_A^2 + S_C^2}$

【答案】 (A)

【详解】

(1) 烟囱的坡度： $\frac{(7.6 - 3.6)/2}{100} = 0.02$ ，根据《烟囱设计规范》

5.2.4 条，当烟囱坡度 $\leq 2\%$ 时，对于钢筋混凝土烟囱应按国家标准《建筑结构荷载规范》的规定验算横风向风振影响。

(2) 根据《建筑结构荷载规范》8.5.3-5 条， $v_{cr} = \frac{D}{T_1 St}$ 。

根据《建筑结构荷载规范》8.5.3-4 条，当结构的截面沿高度缩小时（倾斜度不大于 0.02），可近似取 2/3 结构高度处的直径。 $D = 3.6 + \frac{2}{3} \times 100 \times 0.02 = 4.93\text{m}$ 。

$$v_{cr} = \frac{4.93}{2.5 \times 0.2} = 9.86\text{m/s}$$

$$Re = 69000 v D = 69000 \times 9.86 \times 4.93 = 3.35 \times 10^6$$

(3) 根据《建筑结构荷载规范》8.5.3-3 条，当雷诺数为 $3 \times 10^5 \leq Re < 3.5 \times 10^6$ 时，则发生超临界范围的风振，可不作处理，(A) 正确。

【简解】

(1) 根据《烟规》5.2.4 条，当烟囱坡度 $\leq 2\%$ 时，按《荷规》的规定验算横风向风振影响。

(2) 根据《荷规》8.5.3-5 条， $v_{cr} = \frac{D}{T_1 St}$ 。

根据《荷规》8.5.3-4 条， $D = 3.6 + \frac{2}{3} \times 100 \times 0.02 = 4.93\text{m}$ 。

$$v_{cr} = \frac{4.93}{2.5 \times 0.2} = 9.86\text{m/s}$$

$$Re = 69000 v D = 69000 \times 9.86 \times 4.93 = 3.35 \times 10^6$$

(3) 根据《荷规》8.5.3-3 条， $3 \times 10^5 \leq Re < 3.5 \times 10^6$ 时，发生超临界范围的风振，(A) 正确。

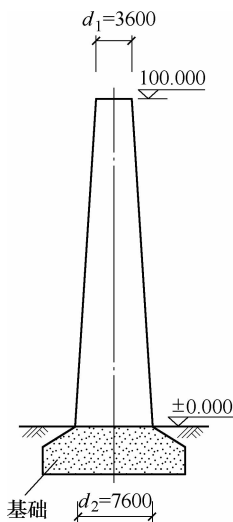


图 5.7.10

第二部分 内 力 分 析

《考试大纲》的要求

《考试大纲》的要求

	一 级	二 级
掌 握	常用结构的静力计算方法 常用钢筋混凝土高层建筑结构的近似计算方法	常用结构的静力计算方法 常用钢筋混凝土高层建筑结构的近似计算方法
熟 悉	高层建筑结构的内力与位移的计算原理	
了 解		高层建筑结构的内力与位移的计算原理

第六章 静定结构内力分析

第一节 受弯构件

一、受弯构件静力分析指导

(1) 静定结构反力、内力求解的基本方法是截面法：

- 1) 用截面分开，取一部分为隔离体。
- 2) 对隔离体进行受力分析，画出受力图。
- 3) 根据受力图列平衡方程，求出未知力。

画隔离体受力图时，需注意所有约束都切断，以相应的约束力代替，即约束力要符合约束性质；所有受到的力要画全，包括内力、支座反力和荷载；已知力按实际方向画，未知力应按正方向假设，结果为代数值，其值的正负即为未知力的符号。

平衡方程三种基本形式： $\Sigma X=0$ ； $\Sigma Y=0$ ； $\Sigma M=0$ 。

在平衡方程的建立和计算方面，要注意尽量避免解联立方程，最好使一个平衡方程只包含一个未知量，以方便计算，减少错误。

(2) 静定单跨梁在工程中有着广泛的应用，常见的有简支梁、悬臂梁两种基本形式，以及伸臂梁（外伸梁）可以视为两种基本形式组合而成，如图 6.1.1a、b、c 所示。

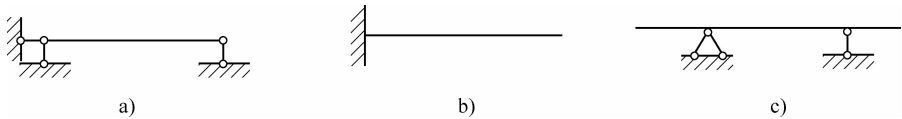


图 6.1.1

(3) 平面结构杆件截面内力及符号规定，如图 6.1.2 所示。

- 1) 轴力 N ，以拉为正。
- 2) 剪力 V ，以绕隔离体顺时针为正。
- 3) 弯矩 M ，以下侧受拉为正（工程中的习惯，仅适用于梁）。
- (4) 作弯矩图和剪力图，如图 6.1.3 所示。

1) 区段叠加法作弯矩图。确定区段两端弯矩后，叠加区段间相应荷载作用的简支梁的弯矩图。步骤是：

- a) 求控制截面的弯矩，即确定相应的控制点标距。
- b) 无荷载段：将控制点标距之间连接直线。
- c) 有荷载段：将控制点标距之间连接虚线，以虚线为基线叠加相应荷载作用下的简支梁的弯矩图。

所得实线即为所求弯矩图，如图 6.1.3b 所示。

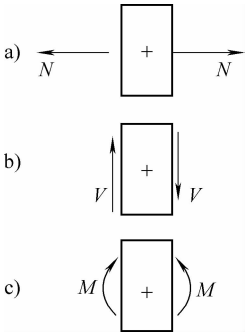


图 6.1.2

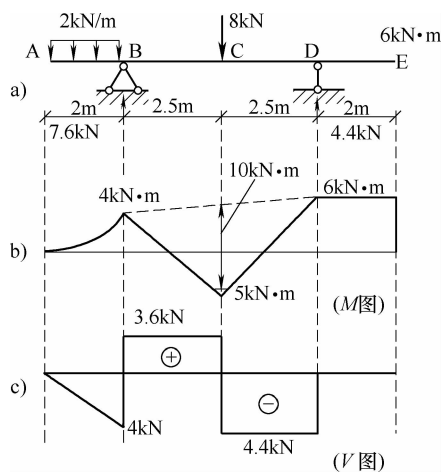


图 6.1.3

注意，叠加是指各截面弯矩值（弯矩坐标）的叠加，而不是弯矩图形的简单拼合。

2) 滚小球作剪力图（口诀）。

力推小球同向走，力尽小球平行走，
反推小球回到零，上正下负剪力图。

以图 6.1.3 为例说明上述做法。

弯矩图（可以不求反力），如图 6.1.3a、b 所示，两端外伸部分为悬臂梁，求出支座处弯矩 M_B 、 M_D ，虚线连接标距 M_B 、 M_D ，在此基线上叠加简支梁相应荷载的弯矩图，本例为中点叠加 $Pl/4 = 10\text{kN} \cdot \text{m}$ 。所得实线即为最后弯矩图。

具体如图 6.1.3b 所示（单位 $\text{kN} \cdot \text{m}$ ）：控制点为 $M_A = 0$ 、 $M_B = 4$ 、 $M_D = M_E = 6$ ；AB 间为悬臂梁均布荷载弯矩图；DE 间连接直线；BD 间有荷载，连接虚线；在 BD 段中点，求出中点值为 5，叠加简支梁受中点集中力的中点值 $Pl/4 = 10$ ，得中点 C 的值为 5（下侧受拉），连接 B、C；C、D 的竖标。则实线即为所求弯矩图。

剪力图，如图 6.1.3a、c 所示，（首先应求解反力，当所有外力均已知后）从左向右，只计竖向力，由杆端开始，按力大小滚动一段距离，然后平行滚动；遇到均布荷载则斜方向滚，均布荷载两端的差值即此段荷载的合力。其轨迹即为剪力图。最后一定回到零，这也是校核剪力图正确的标志。如果遇到集中力矩和中间铰均无影响。

如图 6.1.3c 所示，作剪力图（单位 kN ）具体的步骤：从左向右，连续画出的标距：从 A（剪力等于零）开始遇到均布荷载则按均布荷载的合力确定两端的差值 $q \times 2 = 4$ 得到 C 点标距为 -4，连斜直线；力尽平行走，遇到 Y_B ，按力的方向，以力的值为长度从 -4 开始画标距 7.6，得 $-4 + 7.6 = 3.6$ ，力尽平行画，遇到 C 点集中力（竖向 8），向下画到 $3.6 - 8 = -4.4$ ，力尽平行画，遇到 $Y_D = 4.4$ 向上画 4.4 到 0，力尽应平行画，最后图形回到零（E 点），得到剪力图正确。

（5）两种基本形式的简单荷载作用下的弯矩图和剪力图如图 6.1.4 所示。

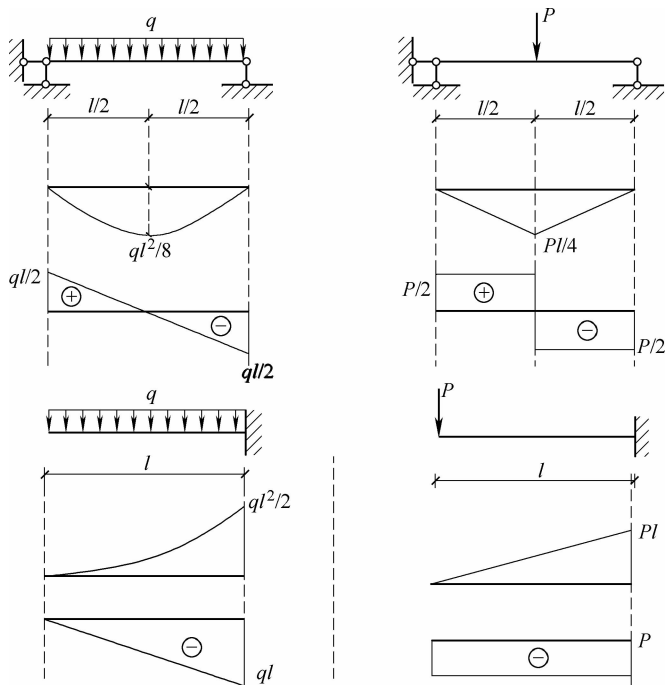


图 6.1.4

二、受弯构件考题汇总

(一) 简支受弯构件

真题 【6.1.1】 ~ 【6.1.2】 (2001 年一级考题, 原题为一组大型连锁题中的二道子题, 现改写成一组小型连锁题)

某公路钢筋混凝土简支梁桥, 其计算跨径 $L = 14.5\text{m}$, 主梁由多片 T 形截面梁组成, 断面尺寸如图 6.1.5 所示。

真题 【6.1.1】 (2001 年一级考题)

当主梁恒荷载 $q = 22.5\text{kN/m}$ 时, 主梁跨中恒荷载弯矩与下列何项数值最为接近?

- (A) $40.781\text{kN} \cdot \text{m}$ (B) $591.328\text{kN} \cdot \text{m}$
(C) $1182.656\text{kN} \cdot \text{m}$ (D) $2365.313\text{kN} \cdot \text{m}$

【答案】 (B)

【解答】 简支梁跨中弯矩

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{22.5 \times 14.5^2}{8} = 591.328\text{kN} \cdot \text{m}$$

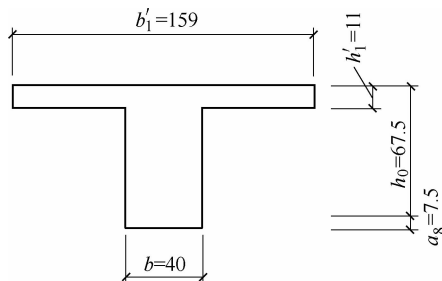


图 6.1.5 (单位: cm)

真题**【6.1.2】** (2001 年一级考题)

当主梁恒荷载 $q = 22.5 \text{ kN/m}$ 时, 其主梁支点恒荷载剪力值与下列何项数值最为接近?

- (A) 40.781kN (B) 81.563kN
(C) 163.125kN (D) 2365.313kN

【答案】 (C)**【解答】** 简支梁均布荷载, 支座剪力值

$$R = \frac{ql}{2} = \frac{22.5 \times 14.5}{2} = 163.125 \text{ kN}$$

真题**【6.1.3】** (2005 年一级考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

某原料均化库厂房, 跨度 48m, 坡屋面, 梁、檩条及水平支撑的布置如图 6.1.6 所示。其中檩条 A3 的跨度为 5m。屋面竖向均布荷载设计值为 1.5 kN/m^2 (包括屋面结构自重、雪荷载、灰荷载; 按水平投影面积计算), 单跨简支的檩条 (A3) 在竖向荷载作用下的最大弯矩设计值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$), 与下列何项数值最为接近?

- (A) 15 (B) 14 (C) 12 (D) 18.75

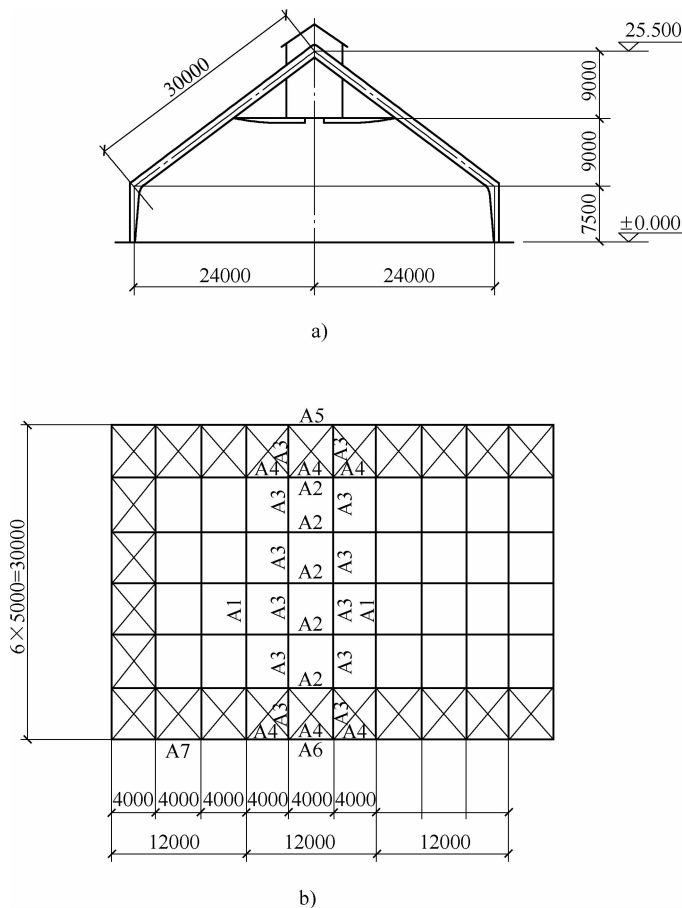


图 6.1.6

【答案】 (C)

【解答】 取檩条间距4m, 按水平投影面积计算檩条上的水平分布的竖向均布荷载 q

$$q = 1.5 \times 4 = 6 \text{ kN/m}$$

按简支梁计算水平分布的竖向均布荷载, 产生的最大弯矩在跨中 (l 为跨度)

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{6 \times 4^2}{8} = 12 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(二) 水平悬臂受弯构件

真题

【6.1.4】 (2006 年二级考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

某多层砌体结构房屋, 顶层钢筋混凝土挑梁置于丁字形 (带翼墙) 截面的墙体上, 挑梁截面尺寸为 $370\text{mm} \times 400\text{mm}$, 如图 6.1.7 所示。

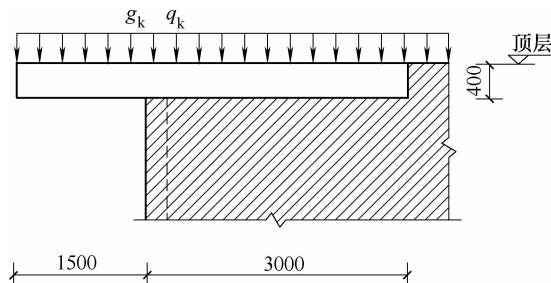


图 6.1.7

假定作用在挑梁上的起控制作用的荷载设计值 (包括自重) $q_D = 35 \text{ kN/m}$ 。试问, 该挑梁的最大剪力设计值 (kN), 与下列何项数值最为接近?

- (A) 43 (B) 48 (C) 53 (D) 58

【答案】 (C)

【解答】 根据《砌体结构设计规范》7.4.5 条; 挑梁的最大剪力设计值 $V_{\max}$ 为挑梁荷载设计值在挑梁墙外边缘处截面产生的剪力。

挑梁挑出长度为 1500mm 。

挑梁最大剪力设计值: $V_{\max} = 35 \times 1.5 = 52.5 \text{ kN}$

真题

【6.1.5】 (2005 年一级考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

胶带机通廊悬挂在厂房框架上, 通廊宽 8m , 两侧为走道, 中间为卸料和布料设备, 结构布置如图 6.1.8 所示。通廊结构采用 Q235 钢。轨道梁 (B3) 支承在横梁 (B1) 上, 已知轨道梁作用在横梁上的荷载设计值 $F_2 = 305 \text{ kN}$ 。试问, 横梁最大弯矩设计值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$), 与下列何项数值最为接近?

- (A) 1525 (B) 763 (C) 508 (D) 381

【答案】 (B)

【解答】 横梁 B1 为简支外伸梁, 外伸部分为悬臂梁, 作用梁端集中荷载设计值 F_2 , 距离支座 $a = 2.5\text{m}$ 。

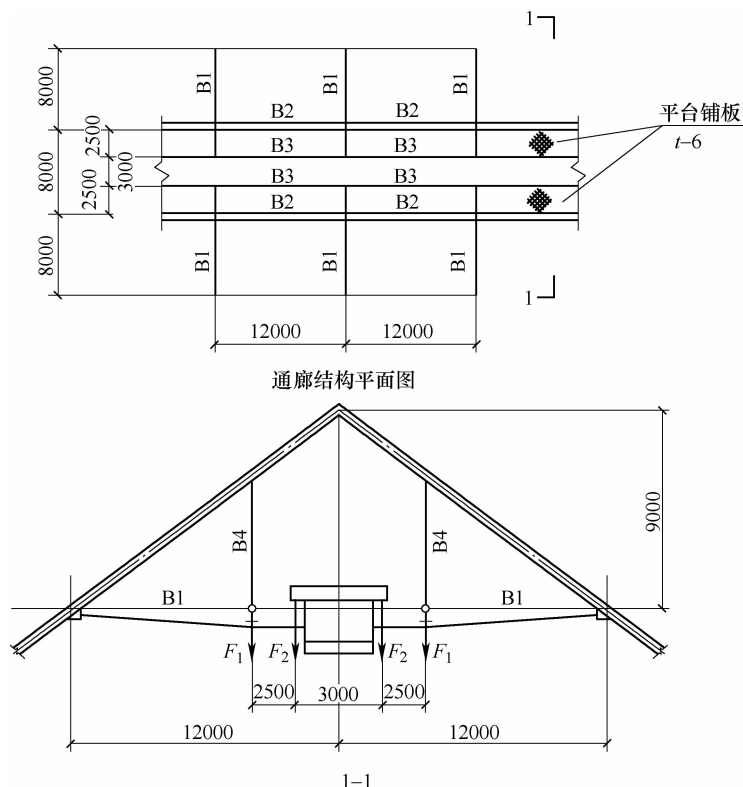


图 6.1.8

最大弯矩在支座 B4 处有: $M = F_2 a = 305 \times 2.5 = 762.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$

真题 【6.1.6】 ~ 【6.1.7】 (2006 年二级考题, 原题为一组大型连锁题中的二道子题, 现经改写, 已成一组小型连锁题)

某钢筋混凝土楼梯, 如图 6.1.9 所示。

真题 【6.1.6】 (2006 年二级考题)

由踏步板和平台板组成的楼梯板 TB-1 的计算简图如图 6.1.10 所示。已知每米宽的踏步板和平台板沿水平投影方向折算均布荷载标准值分别为: 恒荷载 $g_1 = 7.5 \text{ kN/m}$, $g_2 = 5.0 \text{ kN/m}$; 活荷载 $q_1 = q_2 = 2.5 \text{ kN/m}$ 。试问, 每米宽楼梯板 TB-1 在支座 B 产生的最大反力设计值 R_B (kN), 应与以下何项数值最为接近?

- (A) 36.8 (B) 38.9 (C) 42.0 (D) 49.3

【答案】 (C)

【解答】 根据《建筑结构荷载规范》3.2.3 条和 3.2.4 条, 当考虑踏步板由可变荷载效应控制的组合时:

$$p_1' = 1.2 \times 7.5 + 1.4 \times 2.5 = 12.5 \text{ kN/m}$$

当考虑踏步板由永久荷载效应控制的组合时:

$$p_1'' = 1.35 \times 7.5 + 1.4 \times 0.7 \times 2.5 = 12.6 \text{ kN/m}$$

比较 p_1' 和 p_1'' , 踏步板均布荷载效应组合的设计值取 $p_1 = 12.6 \text{ kN/m}$

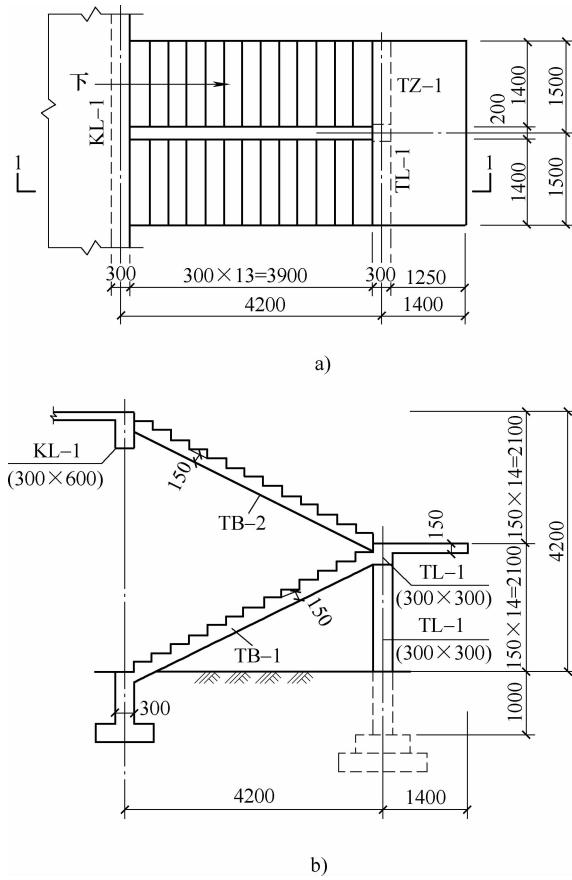


图 6.1.9

a) 楼梯平面图 b) 楼梯剖面图

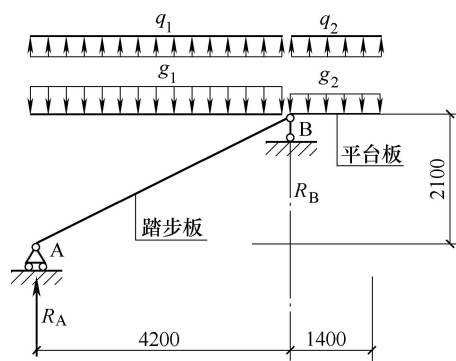


图 6.1.10

同理，平台板均布荷载效应组合的设计值：

$$p_2 = 1.2 \times 5.0 + 1.4 \times 2.5 = 9.5 \text{ kN/m}$$

$$R_B = \frac{12.6 \times 4.2^2 / 2 + 9.5 \times 1.4 \times (4.2 + 1.4/2)}{4.2} = 42.0 \text{ kN}$$

真题 【6.1.7】 (2006 年二级考题)

试问, 每米宽踏步板跨中最大弯矩设计值 $M_{\max}$ ($\text{kN} \cdot \text{m}$), 与以下何项数值最为接近?

- (A) 21.1 (B) 25.4 (C) 29.3 (D) 32.0

【答案】 (B)

【解答】 根据《建筑结构荷载规范》3.2.3 条和 3.2.4 条, 踏步板均布荷载效应组合的设计值, 其最不利值由可变荷载效应控制的组合控制:

$$p_1 = 1.35 \times 7.5 + 1.4 \times 0.7 \times 2.5 = 12.6 \text{ kN/m}$$

平台板均布荷载可减小踏步板的跨中弯矩, 所以计算其效应组合设计值时, 永久荷载的分项系数取 1.0, 且不考虑活荷载参与组合:

$$p_2 = 1.0 \times 5.0 = 5.0 \text{ kN/m}$$

$$R_A = \frac{12.6 \times 4.2^2/2 - 5.0 \times 1.4^2/2}{4.2} = 25.3 \text{ kN}$$

跨中最大弯矩点距 A 点的水平距离:

$$x = R_A/p_1 = 25.3/12.6 = 2.01 \text{ m}$$

$$M_{\max} = R_A x - \frac{1}{2} p_1 x^2 = 25.3 \times 2.01 - \frac{1}{2} \times 12.6 \times 2.01^2 = 25.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(三) 竖向悬臂受弯构件

真题 【6.1.8】 (2007 年二级考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

某建于非地震区的 30 层现浇钢筋混凝土框架-剪力墙结构, 圆形平面, 直径 30m, 房屋高度为 100m, 质量和刚度沿竖向分布均匀, 如图 6.1.11 所示。

假定顺风向风荷载沿高度呈倒三角形分布, 顶部风荷载标准值为 q (kN/m)。试估算在顺风向风荷载作用下结构底部的倾覆弯矩标准值 M_0 ($\text{kN} \cdot \text{m}$), 并指出该标准值最接近于下列何项数值?

- (A) $1111q$ (B) $2222q$
(C) $3333q$ (D) $4444q$

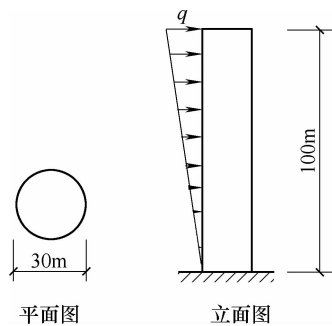


图 6.1.11

【答案】 (C)

【解答】 $M_0 = \frac{1}{2} \times q \times 100 \times \frac{2}{3} \times 100 = 3333q (\text{kN} \cdot \text{m})$

真题 【6.1.9】 (2000 年一级考题)

修建于裹冰区的某电视塔, 其顶部竖向钢桅杆的长度为 6m, 直径为 300mm, 基本裹冰厚度为 20mm。基本风压值 $w_0 = 0.4 \text{ kN/m}^2$, 桅杆上的风荷载标准值 $W_k = 1.34 \text{ kN/m}^2$ 。对于承载力极限状态, 当裹冰荷载为第一可变荷载时, 计算荷载效应的基本组合中桅杆底部的风弯矩设计值, 应为下列何项数值?

- (A) $6.89 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (B) $9.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (C) $10.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (D) $11.48 \text{ kN} \cdot \text{m}$

【答案】 (A)

【解答】 水平风荷载在桅杆的线分布荷载为

$$q = w_k(D + 2t) = 1.34 \times (0.3 + 2 \times 0.02) = 0.4556 \text{ kN/m}$$

桅杆底部风弯矩标准值:

$$M_k = \frac{1}{2} q H^2 = \frac{0.4556 \times 6^2}{2} = 8.20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

根据《建筑结构荷载规范》:

①3.2.3条及3.2.4条, 可变荷载分项系数取1.4;

②8.1.4条, 风荷载组合系数取0.6;

故桅杆底部弯矩设计值为

$$M = 1.4 \times 0.6 \times M_k = 1.4 \times 0.6 \times 8.20 = 6.89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

真题

【6.1.10】(2002年一级考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

某大城市郊区有一28层的一般高层建筑, 地面以上高度为90m, 平面为一外径26m的圆形, 如图6.1.12所示。

已知作用于90m高度屋面处的风荷载标准值 $w_k = 1.55 \text{ kN/m}^2$ 。作用于90m高度屋面处的凸出屋面小塔楼风荷载标准值 $\Delta P_{90} = 600 \text{ kN}$ 。假定风荷载沿高度呈倒三角形分布(地面处为0), 试问, 在高度 $z = 30 \text{ m}$ 处风荷载产生的倾覆力矩设计值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$) 与下列何项数值最为接近?

(A) 129388

(B) 92420

(C) 78988

(D) 152334

【答案】(A)

【解答】在90m、30m处线分布的水平风荷载如图1.1.13所示, 为

$$q_{90} = w_k D = 1.55 \times 26 = 40.3 \text{ kN/m}$$

$$q_{30} = q_{90} \frac{30}{90} = 40.3 \times \frac{1}{3} = 13.43 \text{ kN/m}$$

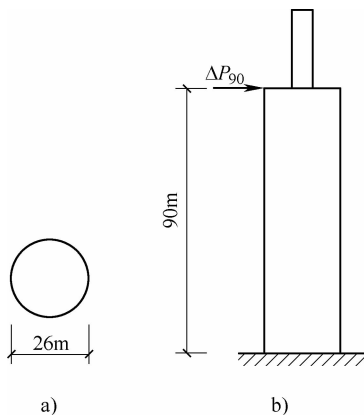


图 6.1.12

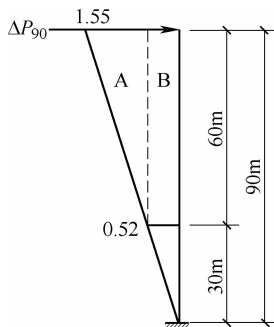


图 6.1.13

$z = 30 \text{ m}$ 处风荷载 ΔP_{90} 及 q 产生的倾覆力矩标准值:

$$M_k = \Delta P_{90} \cdot \Delta H + \frac{1}{2} q_{30} \Delta H^2 + \frac{1}{2} \Delta H (q_{90} - q_{30}) \frac{2}{3} \Delta H$$

$$= 600 \times 60 + \frac{13.43 \times 60^2}{2} + \frac{(40.3 - 13.43) \times 60^2}{3}$$

$$= 36000 + 24174 + 32244 = 92418 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

根据《建筑结构荷载规范》3.2.5条, 30m处弯矩设计值

$$M = 1.4M_k = 1.4 \times 92418 = 129385.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

真题

【6.1.11】(2009年一级考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

某大城市郊区一高层建筑, 地面以上高度为90m, 屋面有小塔架, 平面外形为正六边形, 采用钢筋混凝土框架-核心筒结构, 如图6.1.14所示。

假定作用于90m高度屋面处的水平风荷载标准值 $w_k = 2.0 \text{ kN/m}^2$; 由凸出屋面小塔架的风荷载产生的作用于屋面的水平剪力标准值 $\Delta P_{90} = 200 \text{ kN}$, 弯矩标准值 $\Delta M_{90} = 600 \text{ kN} \cdot \text{m}$; 风荷载沿高度按倒三角形分布(地面处为0)。试问, 在高度 $z = 30 \text{ m}$ 处风荷载产生的倾覆力矩的设计值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$), 应与下列何项数值最为接近?

- (A) 124000 (B) 124600 (C) 173840 (D) 174440

【答案】(D)

【解答】水平风荷载的线分布荷载在90m、30m处为

$$q_{90} = w_k B = 2.0 \times 40 = 80 \text{ kN/m}$$

$$q_{30} = q_{90} \frac{30}{90} = 80 \times \frac{1}{3} = 26.67 \text{ kN/m}$$

$z = 30 \text{ m}$ 处水平剪力、弯矩及风荷载产生倾覆力矩标准值:

$$M_k = \Delta P_{90} \Delta H + \Delta M_{90} + \frac{1}{2} q_{30} \Delta H^2 + \frac{1}{2} \Delta H (q_{90} - q_{30}) \frac{2}{3} \Delta H$$

$$= 200 \times 60 + 600 + \frac{80/3 \times 60^2}{2} + \frac{(80 - 80/3) \times 60^2}{3}$$

$$= 12600 + 48000 + 64000 = 124600 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

根据《建筑结构荷载规范》3.2.5条, 30m处弯矩设计值

$$M = 1.4M_k = 1.4 \times 124600 = 174440 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(四) 条形基础梁

真题

【6.1.12】~【6.1.14】(2001年一级考题, 原题为大型连锁题中的三道子题, 现经改写, 已成一组小型连锁题)

某双柱下条形基础梁, 由柱传至基础梁顶面的上部结构竖向力设计值分别为 F_1 和 F_2 。基础梁尺寸及工程地质剖面如图6.1.15所示。假定基础梁为无限刚度, 地基反力按均匀分布考虑。

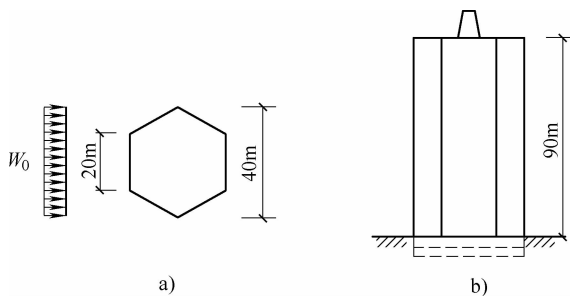


图 6.1.14

a) 建筑平面示意图 b) 建筑立面示意图

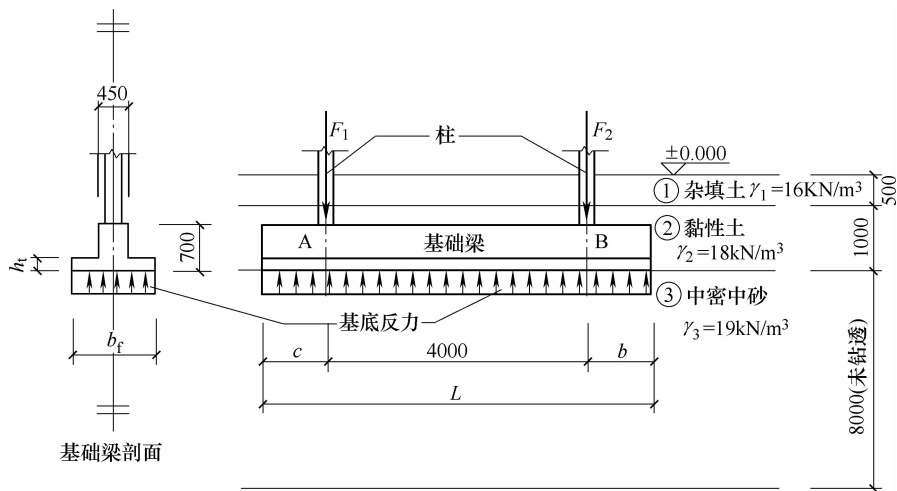


图 6.1.15

真题

【6.1.12】 (2001 年一级考题)

假定 $F_1 = 1206\text{kN}$, $F_2 = 804\text{kN}$, $c = 1800\text{mm}$, $b = 1000\text{mm}$, $b_f = 1000\text{mm}$ 地基反力按均匀分布考虑, 当柱支座宽度的影响略去不计时, 基础梁 A 支座处最大弯矩设计值, 最接近下列何项数值?

- (A) $147.80\text{kN} \cdot \text{m}$ (B) $123.16\text{kN} \cdot \text{m}$
(C) $478.86\text{kN} \cdot \text{m}$ (D) $399.05\text{kN} \cdot \text{m}$

【答案】 (C)

【解答】 支座最大弯矩为 c 段悬臂梁产生的 A 支座处弯矩:

$$q = (F_1 + F_2)/L = (1206 + 804)/(1.8 + 4 + 1) = 295.59\text{kN/m}$$

$$M_{\max} = M_A = \frac{qc^2}{2} = \frac{295.59 \times 1.8^2}{2} = 478.85\text{kN} \cdot \text{m}$$

真题

【6.1.13】 (2001 年一级考题)

条件同题【6.1.12】, 基础梁的最大剪力设计值最接近下列何项数值?

- (A) 673.95kN (B) 591.18kN (C) 561.63kN (D) 493.03kN

【答案】 (A)

【解答】 滚小球作剪力图: (从左向右)

力推小球同向走, 力尽小球平行走, 反推小球回到零, 上正下负剪力图。

注: 遇到均布荷载为荷载指向的斜直线, 始末端差值为该段均布荷载的合力。

根据 $q = 295.59\text{kN/m}$, $F_1 = 1206\text{kN}$, $F_2 = 804\text{kN}$, 作剪力图, 如图 6.1.16 所示。

由剪力图可得 $V_{\max} = V_{AB} = 673.94\text{kN}$

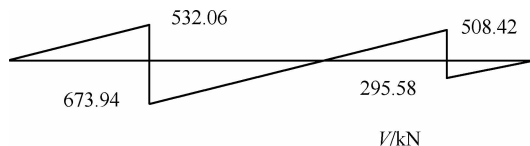


图 6.1.16

真题

【6.1.14】 (2001 年一级考题)

条件同题【6.1.12】, 基础梁的跨中最大弯矩设计值最接近下列何项数值?

- (A) $289.45\text{kN} \cdot \text{m}$ (B) $231.56\text{kN} \cdot \text{m}$ (C) $205.85\text{kN} \cdot \text{m}$ (D) $519.18\text{kN} \cdot \text{m}$

【答案】 (A)

【解答】

(1) 剪力等于零处为弯矩图的极值点, 即为弯矩最大值。

设剪力等于零处距离 A 为 x , 确定 x 可以:

1) 取隔离体如图 6.1.17:

$$V = q(c+x) - P = 0$$

$$x = \frac{P}{q} - c = \frac{2010}{295.59} - 1.8 = 2.28\text{m}$$

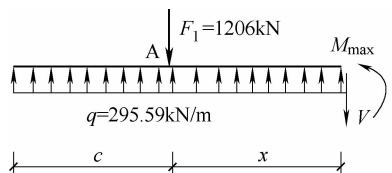


图 6.1.17

2) 利用例题【6.1.13】的剪力图, 如图 6.1.16, 根据三角形比例求 x :

$$\frac{x}{4-x} = \frac{673.94}{508.42}, \quad x = \frac{673.94}{673.94 + 508.42} \times 4 = 2.28\text{m}$$

(2) 截面法求 x 处弯矩, 取隔离体如图 6.1.17:

$$M_{\max} = -F_1x - \frac{q(c+x)^2}{2} = -1206 \times 2.28 + \frac{295.59 \times (1.8 + 2.28)^2}{2}$$

$$= -2749.68 + 2460.35 = -289.43\text{kN} \cdot \text{m} \text{ (上侧受拉)}$$

真题

【6.1.15】 (2006 年二级考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题) 某柱下联合基础如图 6.1.18 所示, 地基反力按直线分布。

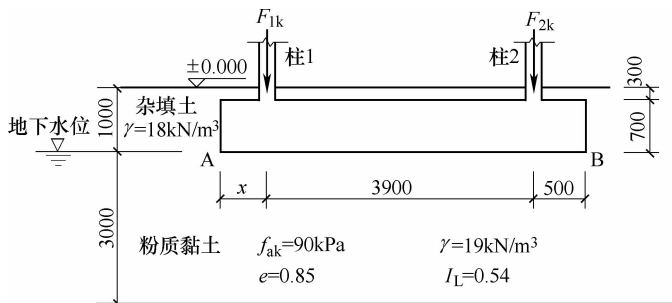


图 6.1.18

相应于荷载效应标准组合时, 柱 1 和柱 2 传至基础顶面的竖向力值分别为 $F_{1k} = 422\text{kN}$, $F_{2k} = 380\text{kN}$ 。假定 F_{1k} 、 F_{2k} 由永久荷载控制, 基础底面尺寸为 $5.10\text{m} \times 1.75\text{m}$ (宽), 基础横截面尺寸如图 6.1.19 所示, 每米宽基础底板的最大弯矩设计值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$) 应最接近于下列何项数值?

- (A) 28 (B) 53
(C) 71 (D) 89

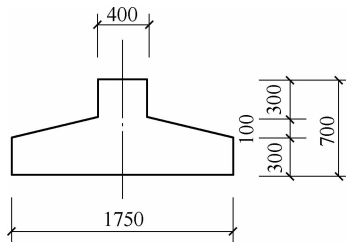


图 6.1.19

【答案】 (A)

【解答】 荷载设计值由标准值乘以 1.35 得到:

$$\sum F = 1.35 \times (422 + 380) = 1082.7\text{kN}$$

基础底板净反力设计值为

$$p_j = \frac{1082.7}{5.1 \times 1.75} = 121.3 \text{ kPa}$$

最大弯矩的位置在柱左侧边缘, 距离基础左侧边缘的距离为

$$a_1 = \frac{1.75}{2} - \frac{0.4}{2} = 0.675 \text{ m}$$

所以(取 1m 宽基础)

$$M = \frac{1}{2} p_j a_1^2 = \frac{1}{2} \times 121.3 \times 0.675^2 = 27.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(五) 框架、刚架中的受弯构件

真题

【6.1.16】 (2001 年一级考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

一幢十层教学楼, 采用现浇框架结构体系。在重力荷载代表值作用下, 中间横向框架的计算简图如图 6.1.20 所示。

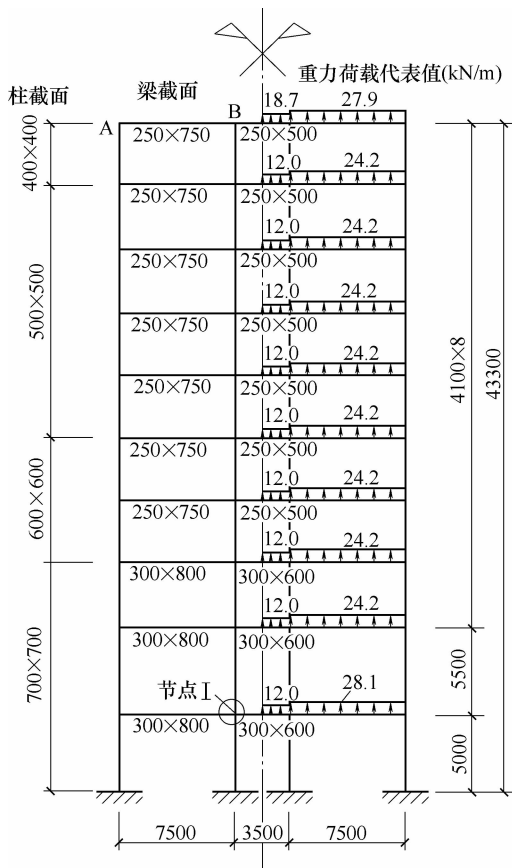


图 6.1.20

在重力荷载代表值作用下, 已知三层横梁的支座弯矩如图 6.1.21 所示。当考虑梁端塑性变形内力重分布而对梁端负弯矩进行调幅, 并取调幅系数为 0.8 时。则边横梁的跨中弯矩设计值 $M(\text{kN} \cdot \text{m})$ 最接近于下列何项数值?

(A) 73

(B) 88

(C) 93

(D) 111

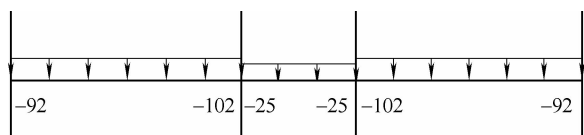
(单位: $\text{kN}\cdot\text{m}$)

图 6.1.21

【答案】 (D)

【解答】 梁端弯矩调幅后,用区段叠加法可求梁跨中弯矩代表值:

$$M_{\text{跨中}} = \frac{0.8(M_1 + M_2)}{2} + \frac{ql^2}{8} = \frac{0.8 \times (-92 - 102)}{2} + \frac{24.2 \times 7.5^2}{8}$$

$$= -77.6 + 170.16 = 92.56 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

根据《建筑抗震设计规范》5.4.1条,跨中弯矩设计值 $M = 92.56 \times 1.2 = 111.07 \text{ kN}\cdot\text{m}$ **真题** 【6.1.17】 (2001年一级考题,原题为连锁题中的一道子题,现改写成一道独立题)

一个厂形钢制刚架。刚架横梁的一端与混凝土柱铰接(刚架可不考虑侧移),横梁上承受均布荷载 $q = 45 \text{ kN/m}$ (设计值),柱顶有一集中荷载 $P = 93 \text{ kN}$ (设计值);其结构的计算简图、梁的截面特性以及弯矩计算结果如图 6.1.22 所示。

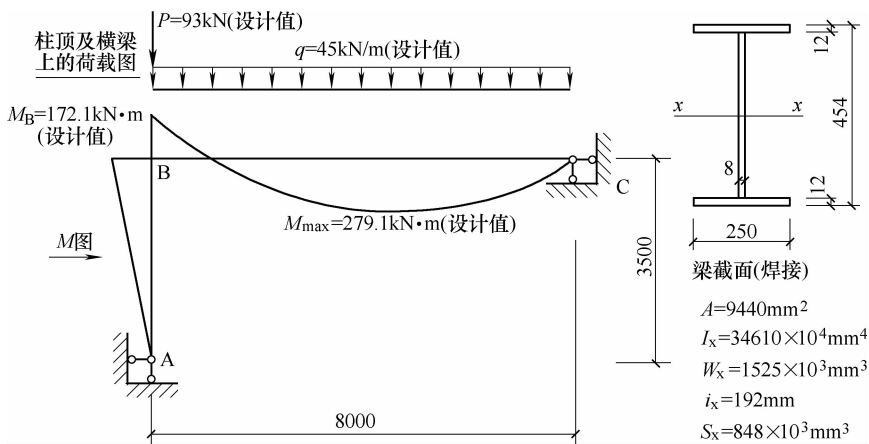


图 6.1.22

当对横梁进行强度验算时,B端截面上的最大剪应力与以下何项数值相近?

(A) 61.7 N/mm^2 (B) 55.1 N/mm^2 (C) 48.5 N/mm^2 (D) 68.3 N/mm^2

【答案】 (A)

【解答】 根据杆段隔离体平衡,可由弯矩图直接求剪力。

如图 6.1.23 所示,取横梁 BC:

$$\sum M_{(C)} = 0, V_{BC} = \frac{M_B}{l} + \frac{ql}{2} = \frac{172.1}{8} + \frac{45 \times 8}{2} = 201.51 \text{ kN}$$

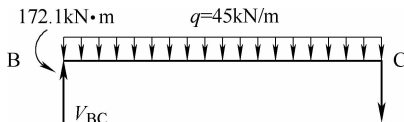


图 6.1.23

$$\tau_{\max} = \frac{V_{BC} S_x}{I_x t} = \frac{201.5 \times 10^3 \times 848 \times 10^3}{34610 \times 10^4 \times 8} = 61.71 \text{ N/mm}^2$$

第二节 压弯构件

一、两个力学定理

(1) 力的平移定理。作用在刚体上的力可以平行移动到任意点，而不改变它对刚体的作用效应，但必须同时附加一个力偶，其力偶矩等于原力对新作用点的矩。

(2) 合力矩定理。平面任意力系的合力对平面内任意点的矩，等于力系中各力对同一点的矩的代数和。

真题 【6.2.1】 (2001 年一级考题，原题为连锁题中的一道子题，现改写成一道独立题)

有一工业厂房高低跨排架，采用预应力钢筋混凝土屋架和预应力大型屋面板，如图 6.2.1 所示。

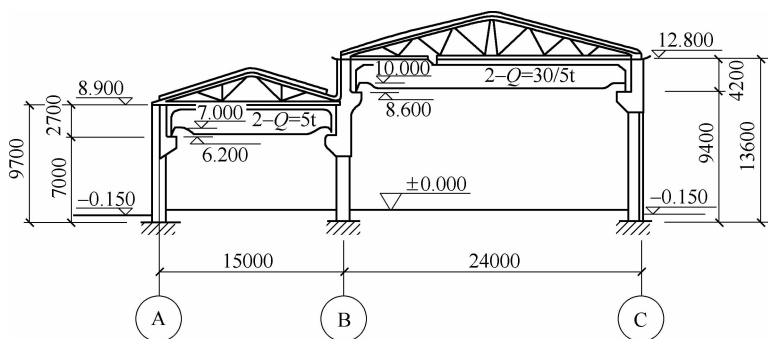


图 6.2.1

图 6.2.2 为厂房各列柱静荷载 (标准值) 作用图。图中 t 为旧规范的荷载单位，计算时应换算成新规范的 kN ，取 $1t = 10\text{kN}$ 。试确定作用于中柱 I—I 截面处的 N 和 M 值 (标准值) 与下列何项数值最为接近？

提示：1. 产生顺时针弯矩者为正值，反之为负值。

2. B 列柱竖向荷载 $11.11t$ 和 $7.56t$ 作用于同一垂直线上。

(A) $N = 410.80\text{kN}$, $M = -16.88\text{kN} \cdot \text{m}$ (B) $N = 410.80\text{kN}$, $M = -16.88\text{kN} \cdot \text{m}$

(C) $N = 317.50\text{kN}$, $M = -21.47\text{kN} \cdot \text{m}$ (D) $N = 410.80\text{kN}$, $M = -30.75\text{kN} \cdot \text{m}$

【答案】 (D)

【解答】 $N = 13.08 + 11.11 + 7.56 + 1.85 + 7.48 = 41.08t = 410.80\text{kN}$

对上柱中心线取矩

$$M = [7.48 \times 0.55 - 13.08 \times 0.05 - (11.11 + 7.56) \times 0.35] \times 10 = -30.75\text{kN} \cdot \text{m}$$

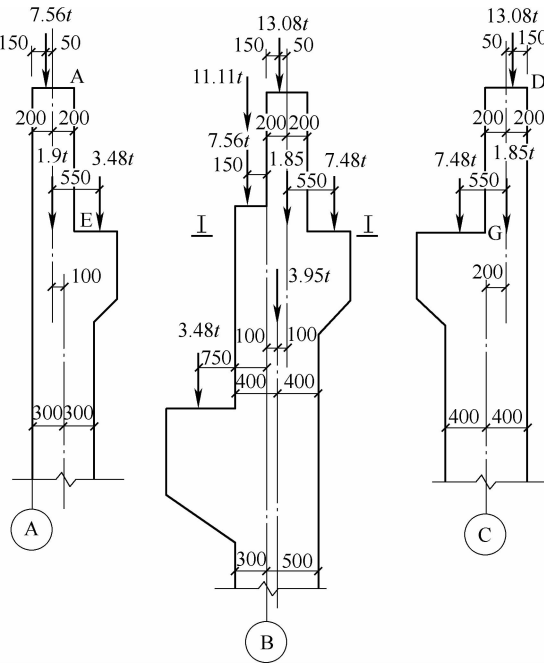


图 6.2.2

二、压弯杆件的正截面应力

现以图 6.2.3 所示的工业厂房中的柱为例来讲述压弯杆件，该柱承受作用于柱上端的屋面荷载和作用于牛腿上的吊车梁传来的荷载，荷载作用线均平行于柱轴线但不与轴线重合，这种柱称为偏心受压柱。可以将作用在柱上的荷载组合成一个具有偏心距 e 的集中力 P 作用在柱顶，如图 6.2.4a 所示。

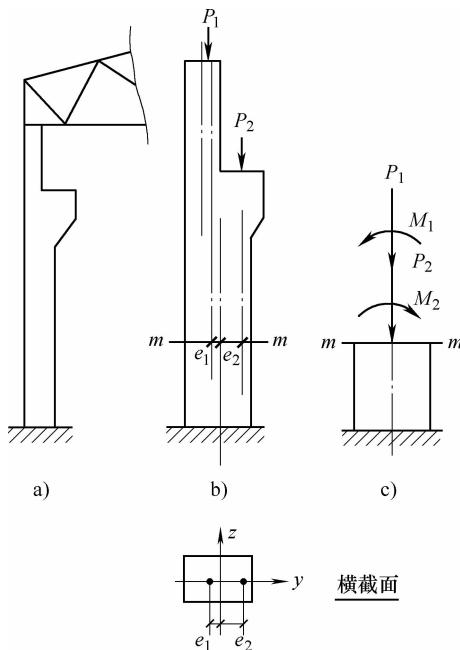


图 6.2.3

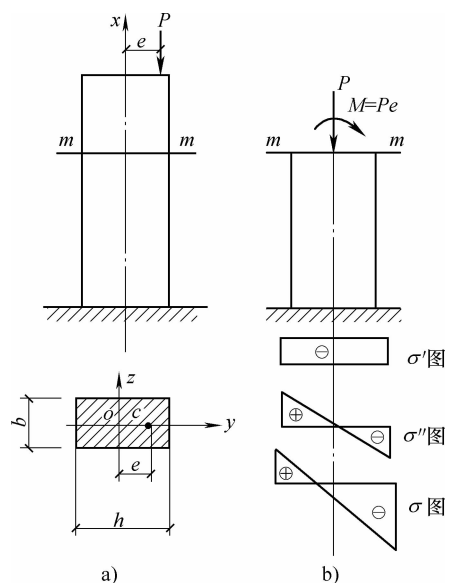


图 6.2.4

首先将偏心压力 P 向截面形心简化, 根据力的平移定理, 等效为轴向压力 P 和附加力矩 $M = Pe$, 如图 6.2.4b 所示。杆件在轴向压力 P 作用下产生轴向压缩, 在力矩 M 作用下产生平面弯曲, 在任一横截面上所引起的正应力分布如图中 σ' 与 σ'' 所示。其中轴向压力 P 引起的轴力 $N = -P$, 截面上引起正应力

$$\sigma' = \frac{N}{A} = -\frac{P}{A}$$

力矩 $M = Pe$ 引起的正应力

$$\sigma'' = \pm \frac{My}{I_z} = \pm \frac{Pe y}{I_z}$$

σ'' 的正负号可直接根据杆件在 M 作用下所产生的平面弯曲形式而定。

杆件在 P 、 M 共同作用下引起的正应力, 即偏心压缩任意截面任意点处的正应力为

$$\sigma = \sigma' + \sigma'' = -\frac{P}{A} \pm \frac{Pe y}{I_z} \quad (6.2.1)$$

σ 在横截面上的分布情形如图 6.2.4b 所示。

横截面上最大和最小正应力为

$$\sigma_{\min}^{\max} = -\frac{P}{A} \pm \frac{Pe}{W} \quad (6.2.2)$$

W 为平面弯曲时截面对于中性轴的抗弯截面模量。

偏心压缩柱的强度条件为

$$\sigma_{\max} = \left| -\frac{P}{A} - \frac{Pe}{W} \right| \leq [\sigma] \quad (6.2.3)$$

当材料的 $[\sigma]_{\text{拉}} \neq [\sigma]_{\text{压}}$ 时, 应分别校核 $\sigma_{\max}$ 和 $\sigma_{\min}$

偏心拉伸的正应力及强度计算与上面类似, 仅轴向拉力引起的正应力为拉应力 $\sigma' = \frac{P}{A}$ 。

真题

【6.2.2】(2004 年一级考题, 原题连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

某门式刚架单层厂房基础, 采用钢筋混凝土独立基础。相应于荷载效应标准组合时, 作用于混凝土短柱顶面上的竖向荷载为 F_k , 水平荷载为 H_k 。基础底面以上土与基础的加权平均重度为 20kN/m^3 。其他参数均如图 6.2.5 所示。

假定 $F_k = 200\text{kN}$, $H_k = 50\text{kN}$, 基础底面边长 $b = 2.2\text{m}$ 。已求出基础底面积 $A = 3.52\text{m}^2$, 基础底面的抵抗矩 $W_y = 1.29\text{m}^3$ 。试问, 基础底面边缘处的最大压力标准值 $P_{k\max}$ (kPa) 与下列何项数值最为接近?

(A) 130

(B) 150

(C) 160

(D) 180

【答案】(C)

【解答】基础底面合力的偏心距为

$$e = \frac{M}{N} = \frac{50 \times 1.9}{200 + 20 \times 2.2 \times 1.6 \times 1.6} = 0.304 < \frac{b}{6} = \frac{2.2}{6} = 0.367\text{m}$$

$e < b/6$, 故基底最大压力标准值为

$$P_{k\max} = \frac{F_k + G_k}{A} + \frac{M_k}{W} = \frac{200 + 20 \times 2.2 \times 1.6 \times 1.6}{3.52} + \frac{50 \times 1.9}{1.29} = 162.46\text{kPa}$$

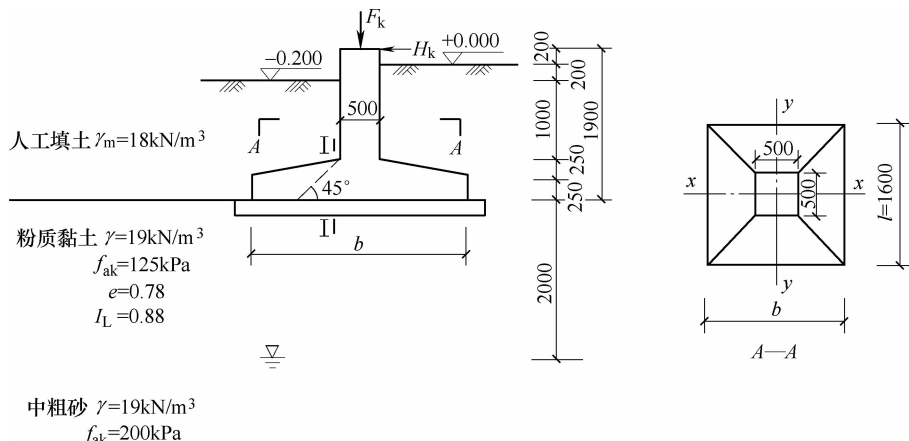


图 6.2.5

真题

【6.2.3】 (2011 年二级考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

某新建房屋为四层砌体结构, 设一层地下室, 采用墙下条形基础。设计室外地面绝对标高与场地自然地面绝对标高相同, 均为 8.000m。基础剖面及地质情况如图 6.2.6 所示。

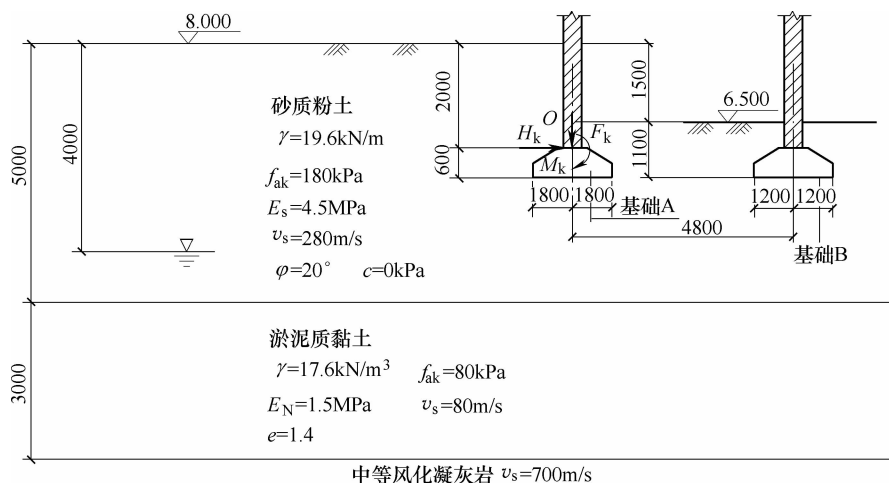


图 6.2.6

相应于荷载效应标准组合时, 作用于基础 A 顶部的竖向力 F_k 为 400kN/m, 水平力 H_k 为 80kN/m, 力矩 M_k 为 120kN·m/m, 基础及其以上土的重量取 120kN/m (按轴心荷载考虑), 基础 A 的宽度为 3.6m。试问, 相应于荷载效应标准组合时, 基础 A 底面边缘的最大压力值 P_{kmax} (kPa) 与下列何项数值最为接近?

(A) 180

(B) 200

(C) 220

(D) 240

【答案】 (C)

【解答】 取 1m 长基础分析, 作用于基底的竖向力:

$$(F_k + G_k) \times 1 = (400 + 120) \times 1 = 520\text{kN}$$

作用于基底的力矩 $= 120 + 80 \times 0.6 = 168 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$e = 168/520 = 0.32 \text{ m} \quad b/6 = 3.6/6 = 0.6 \text{ m} \quad \text{所以 } e < b/6$$

$$p_{\text{kmax}} = \frac{(F_{\text{K}} + G_{\text{K}}) \times 1}{A} + \frac{M_{\text{K}}}{W} = \frac{520}{3.6} + \frac{168}{1/6 \times 3.6^2} = 220 \text{ kPa}$$

三、压弯杆件的正截面应力计算的应用

(一) “上刚下柔” 多层房屋底层柱的内力

图 6.2.7 表示“上刚下柔”房屋，它能简化成如图 6.2.8 所示的计算简图。横梁为刚度无限大的单层刚架。在轴力 N 和弯矩 M 共同作用下，由于横梁刚度很大，只能发生均匀的竖向位移（图 6.2.9a）和绕中和轴转动（图 6.2.9b）两种变形情况。

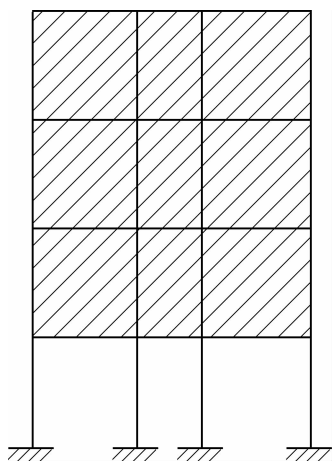


图 6.2.7

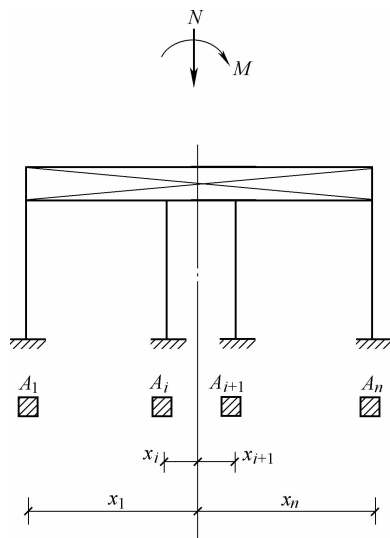


图 6.2.8

底层横截面由 n 根柱组成，各根柱的截面面积为 A_i ，底层整个截面面积 $A = \sum_{i=1}^n A_i$ ，设各根柱到整个底层截面形心的距离为 x_i 。则底层整个截面的惯性矩 $I = \sum_{i=1}^n (I_i + A_i x_i^2)$ 。

此处， I_i 为各根柱对柱本身形心轴的惯性矩，因 I_i 的数值相对 $A_i x_i^2$ 的值来说很小，可忽略不计，故近似表示 $I = \sum_{i=1}^n (A_i x_i^2)$ 。

在轴力 N 作用下（图 6.2.9a），底层截面的应力

$$\sigma^N = \frac{N}{A} = \frac{N}{\sum A_i}$$

每根柱承受的轴力 N'_i

$$N'_i = \sigma^N A_i = \frac{N}{\sum A_i} A_i$$

当每根柱的截面面积 A_i 均相等时，即 $A_i = \frac{A}{n}$ 则

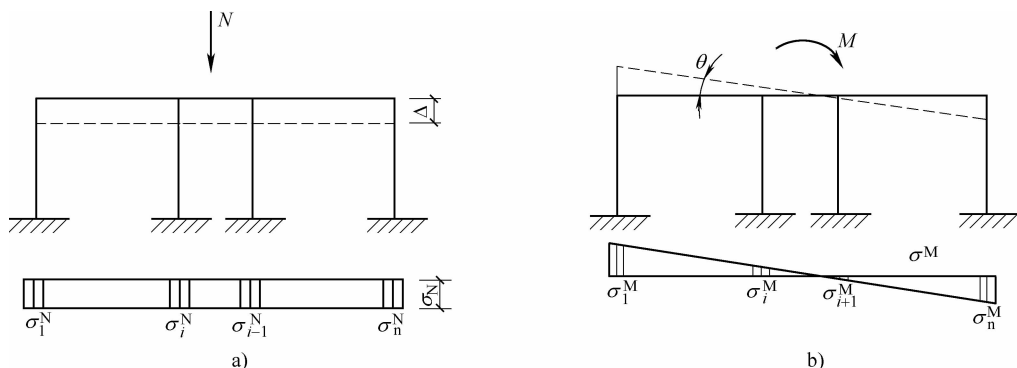


图 6.2.9

$$N'_i = \frac{N}{n}$$

当弯矩 M 作用下 (图 6.2.9b), 底层截面各柱形心点的应力

$$\sigma_i^M = \frac{Mx_i}{\sum (A_i x_i^2)}$$

若设各柱截面上应力均匀分布, 则每根柱承受的轴力 N''_i

$$N''_i = \sigma_i^M A_i = \frac{MA_i x_i}{\sum (A_i x_i^2)}$$

当每根柱的截面面积 A_i 相等时

$$N''_i = \frac{Mx_i}{\sum x_i^2}$$

在轴力 N 和弯矩共同作用下每根柱承受的轴力 N_i

$$N_i = N'_i \pm N''_i = \frac{NA_i}{\sum A_i} \pm \frac{MA_i x_i}{\sum (A_i x_i^2)} \quad (6.2.4a)$$

当各柱截面相同时

$$N_i = N'_i \pm N''_i = \frac{N}{n} \pm \frac{Mx_i}{\sum x_i^2} \quad (6.2.4b)$$

当承受双向弯矩 M_x 、 M_y 时, 每根柱承受的轴力

$$N_i = \frac{NA_i}{\sum A_i} \pm \frac{M_y A_i x_i}{\sum A_i x_i^2} \pm \frac{M_x A_i y_i}{\sum A_i y_i^2} \quad (6.2.5a)$$

各柱截面相同时

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} \quad (6.2.5b)$$

真题

【6.2.4】 (1999 年一级考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

某幢底层框架砖房建筑, 平面布置图如图 6.2.10 所示。假定: 在弯矩作用下框架横梁为不变形刚体; 框架各柱的截面和混凝土强度等级相同。本工程某框底层框架如图 6.2.11 所示, 在风荷载产生的倾覆力矩作用下, 试指出, 下列的计算结果中, 何项是错误的?

- (A) $y = 5.0\text{m}$ (B) $N_1 = 129.8\text{kN}$ (C) $N_2 = 8.541\text{kN}$ (D) $N_3 = 124.5\text{kN}$

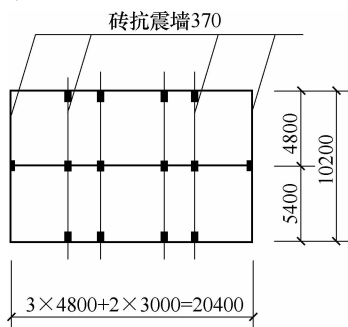


图 6.2.10

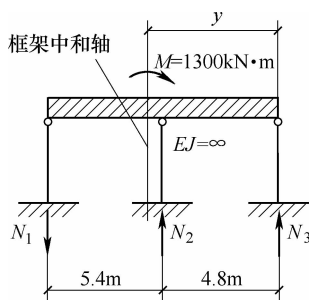


图 6.2.11

【答案】 (C)

【解答】 (1) 确定形心位置

以轴力 N_3 所在的最右端柱的轴线为参考点, 假设柱的截面面积均为 A , 形心位置 y 为

$$y = \frac{\sum (A_i y_i)}{\sum A_i} = \frac{A(4.8 + 10.2)}{3A} = 5.0\text{m}$$

各柱形心到框架柱形心的距离为 $y_1 = 5.2\text{m}$; $y_2 = 0.2\text{m}$; $y_3 = 5.0\text{m}$

(2) 确定各柱的附加轴向力

$$N_1 = \frac{M y_1}{\sum y_i^2} = \frac{1300 \times 5.2}{5.2^2 + 0.2^2 + 5.0^2} = \frac{1300 \times 5.2}{52.08} = 129.8\text{kN}$$

$$N_2 = \frac{M y_2}{\sum y_i^2} = \frac{1300 \times 0.2}{5.2^2 + 0.2^2 + 5.0^2} = \frac{1300 \times 0.2}{52.08} = 4.99\text{kN}$$

$$N_3 = \frac{M y_3}{\sum y_i^2} = \frac{1300 \times 5.0}{5.2^2 + 0.2^2 + 5.0^2} = \frac{1300 \times 5.0}{52.08} = 124.8\text{kN}$$

(二) 压(拉)弯作用下螺栓的内力计算

真题

【6.2.5】~【6.2.6】 (2001 年一级考题, 原题为一组大型连锁题中的两道子题, 现经改写, 已成一组小型连锁题)

一个工作平台, 其刚架横梁的一端与混凝土柱铰接(刚架可不考虑侧移), 其结构的计算简图以及弯矩计算结果如图 6.2.12 所示。

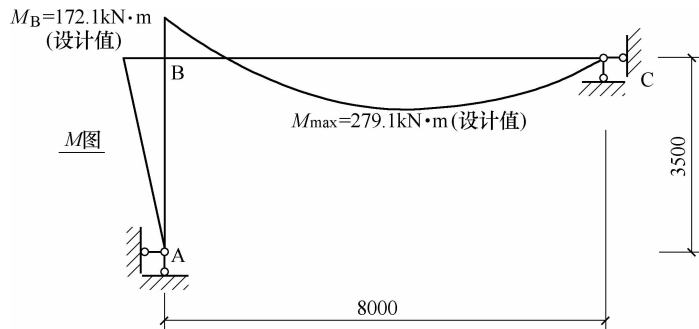


图 6.2.12

真题 【6.2.5】 (2001 年一级考题)

假定横梁在 B 点处采用托板支座与柱连接(托板刨平顶紧),梁的支座端板用 C 级普通螺栓与局部加厚的柱翼缘板相连,其螺栓布置如图 6.2.13 所示。试问,应选用以下何项公称直径的螺栓方为正确?

提示:连接处的弯矩设计值近似取 B 点的弯矩值,并假定中和轴在底排螺栓线上。

- (A) M20 (B) M22
(C) M24 (D) M27

【答案】 (A)

【解答】 由于节点下有托板刨平顶紧,故计算螺栓连接时不需考虑节点处的剪力,只考虑弯矩作用即可。

中和轴位置在最下一排螺栓中心处,则最上一排螺栓的拉力最大,一排 2 个螺栓,则每个螺栓的拉力

$$N_{\text{tmax}} = \frac{M_{\text{设}} y_j}{2 \sum y_i^2} = \frac{172.1 \times 10^3 \times (53 + 454 + 53)}{2 \times (145^2 + 235^2 + 325^2 + 415^2 + 560^2)} = \frac{96376 \times 10^3}{2 \times 667.7 \times 10^3} = 72.17 \text{ kN}$$

查《钢结构设计规范》表 3.4.1-4,可知 C 级普通螺栓的抗拉强度为 170 N/mm^2 ,再根据《钢结构设计规范》7.2.1 条式 (7.2.1-5) 得一个螺栓有效直径为

$$d_e = \sqrt{\frac{4N_t^b}{\pi f_t^b}} = \sqrt{\frac{4 \times 72.17 \times 10^3}{\pi \times 170}} = 23.25 \text{ mm}$$

查 M27 螺栓的有效直径是 24.19mm,满足要求。故 (D) 正确。

真题 【6.2.6】 (2001 年一级考题)

假定横梁在 B 点处仍采用托板支座与柱连接(托板刨平顶紧),但梁的支座端板改用 8.8 级的高强度螺栓与局部加厚的柱翼缘板相连,其螺栓布置仍如图 6.2.13 所示。试问应选用以下何项公称直径的螺栓方为正确?

- (A) M20 (B) M24 (C) M22 (D) M27

【答案】 (B)

【解答】 承受弯矩作用的抗拉强度,高强螺栓中和轴在螺栓群中间:

$$N_{\text{tmax}} = \frac{M_{\text{设}} y_j}{\sum y_i^2} = \frac{172.1 \times 10^3 \times (53 + 454/2)}{4 \times (45^2 + 135^2 + 280^2)} = 122.12 \text{ kN}$$

根据《钢结构设计规范》7.2.2 条第 2 款,表 7.2.2-2 得:

$$N_t^b = 0.8P, P = 122.12/0.8 = 152.65 \text{ kN}, \text{选 } 8.8 \text{ 级 M24}, P = 175 \text{ kN}$$

真题 【6.2.7】 (2006 年二级考题,原题为连锁题中的一道子题,现改写成一道独立题)

某单跨铰支双坡门式刚架结构,如图 6.2.14 所示。刚架斜梁的端板与柱翼缘板间用高强度摩擦型螺栓连接,如图 6.2.15 所示;梁端的弯矩及轴心压力设计值分别为 $M = 250 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 、 $N = 45 \text{ kN}$ 。试问,梁受拉翼缘外侧每根高强度螺栓所受拉力 (kN),应与下列何项数值最为接近?

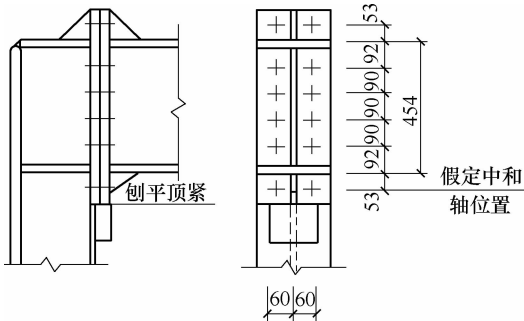


图 6.2.13

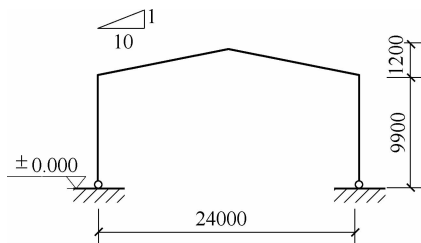


图 6.2.14

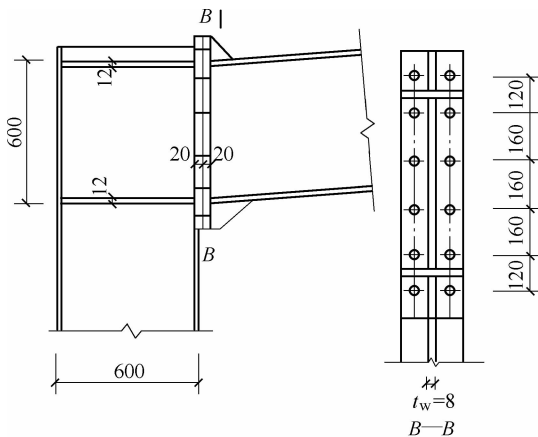


图 6.2.15

(A) 145

(B) 130

(C) 113

(D) 105

【答案】(C)

【解答】弯矩与压力作用下,梁受拉翼缘外侧螺栓承受较大拉力。以斜梁端板中心为 y 坐标原点,2排上下螺栓对称,各组距离原点为 0.08m、0.24m、0.36m,最外侧 0.36m,则有

$$N_{tmax} = -\frac{N}{n} + \frac{M_x y_i}{4 \sum y_j^2} = -\frac{45}{12} + \frac{250 \times 0.36}{4 \times (0.08^2 + 0.24^2 + 0.36^2)} = 112.47 \text{ kN}$$

(三) 压弯作用下桩的内力计算

真题

【6.2.8】(2004年二级考题,原题为连锁题中的一道子题,现改写成一道独立题)

某柱下桩基础采用两根泥浆护壁钻孔灌注桩。桩位布置及承台平面尺寸等如图 6.2.16 所示。假定作用于承台顶面的外力为 $F_k = 4500 \text{ kN}$ 、 $M_k = 1400 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 、 $H_k = 600 \text{ kN}$ 。承台及其上土的加权平均重度为 20 kN/m^3 。试问,相应于荷载效应标准组合偏心竖向力作用下的最大单桩竖向力 Q_{kmax} (kN),与下列何项数值最为接近?

(A) 3074.43

(B) 3190.00

(C) 3253.60

(D) 3297.76

【答案】(A)

【解答】桩顶面竖向力的合力标准值为

$$F_k + G_k = 4500 + (20 \times 4.6 \times 1.6 \times 1.6) = 4500 + 235.52 = 4735.52 \text{ kN}$$

作用于桩顶面的弯矩标准值为

$$\sum M_k = 1400 + 600 \times 1.2 = 2120 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

最大单桩竖向力为

$$Q_{kmax} = \frac{F_k + G_k}{n} + \frac{M_{yk} x_i}{\sum x_i^2} = \frac{4735.52}{2} + \frac{2120 \times 1.5}{2 \times 1.5^2} = 3074.43 \text{ kN}$$

故 (A) 正确。

真题

【6.2.9】(2009年二级考题,原题为连锁题中的一道子题,现改写成一道独立题)

某钢筋混凝土框架结构办公楼，采用先张法预应力混凝土管桩基础；承台底面埋深 1.4m，如图 6.2.17 所示。

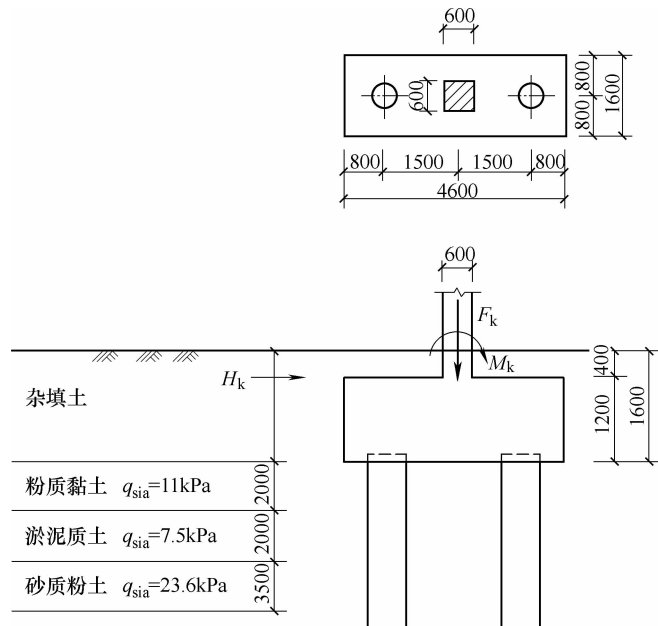


图 6.2.16

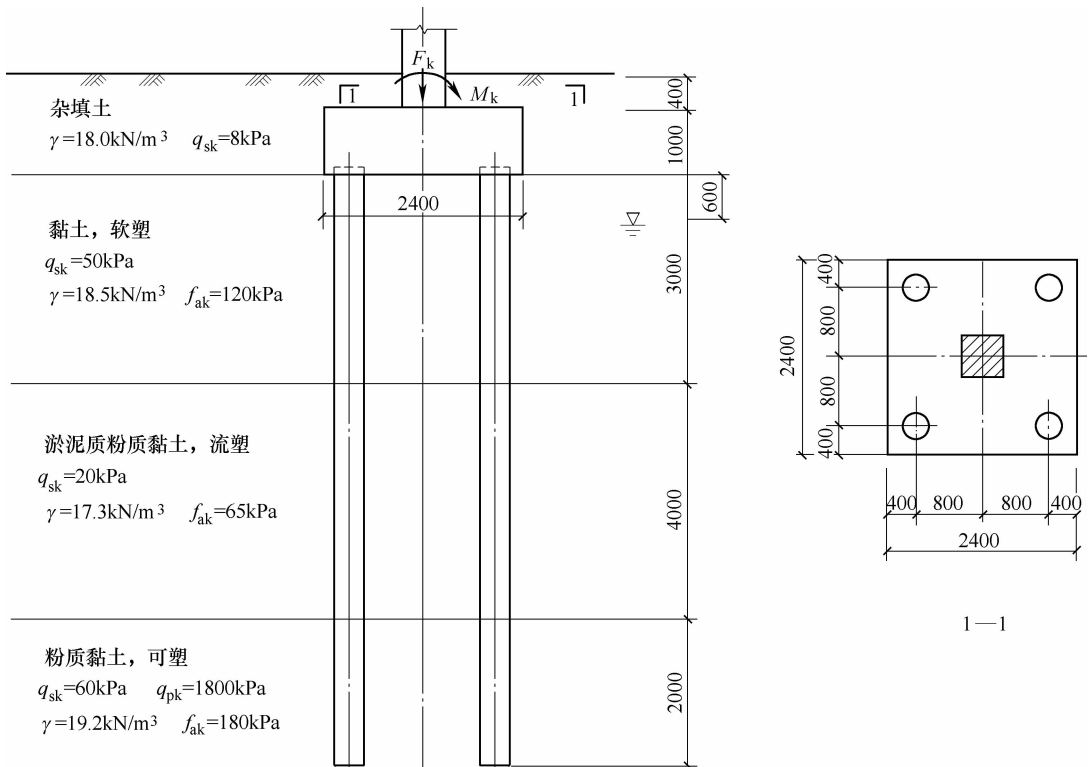


图 6.2.17

相应于荷载效应标准组合时，上部结构柱传至承台顶面的竖向力 F_k 为 1100kN，力矩 M_{xk} 为 240kN·m， M_{yk} 为 0，承台及其以上土体的加权平均重度为 20kN/m³。试问，最大的单桩竖向力值 N_{kmax} (kN)，与下列何项数值最为接近？

(A) 315

(B) 350

(C) 390

(D) 420

【答案】 (C)

【解答】 基础及其上土自重作用于基底中心的轴向力 $G_k = 20 \times 2.4 \times 2.4 \times 1.4 = 161.28\text{kN}$ 作用于基底中心的竖向力 $F_k + G_k = 1100 + 161.28 = 1261.28\text{kN}$

偏心竖向力作用，承受较大压力一侧的单桩竖向力：

$$N_{imax} = \frac{F_k + G_k}{n} + \frac{M_{xk} y_i}{\sum y_j^2} = \frac{1261.28}{4} + \frac{240 \times 0.8}{4 \times 0.8^2} = 390.32\text{kN}$$

真题

【6.2.10】 (2009 年一级考题，原题为连锁题中的一道子题，现改写成一道独立题)

某柱下桩基采用预应力高强度混凝土管桩 (PHC 桩)，如图 6.2.18 所示。

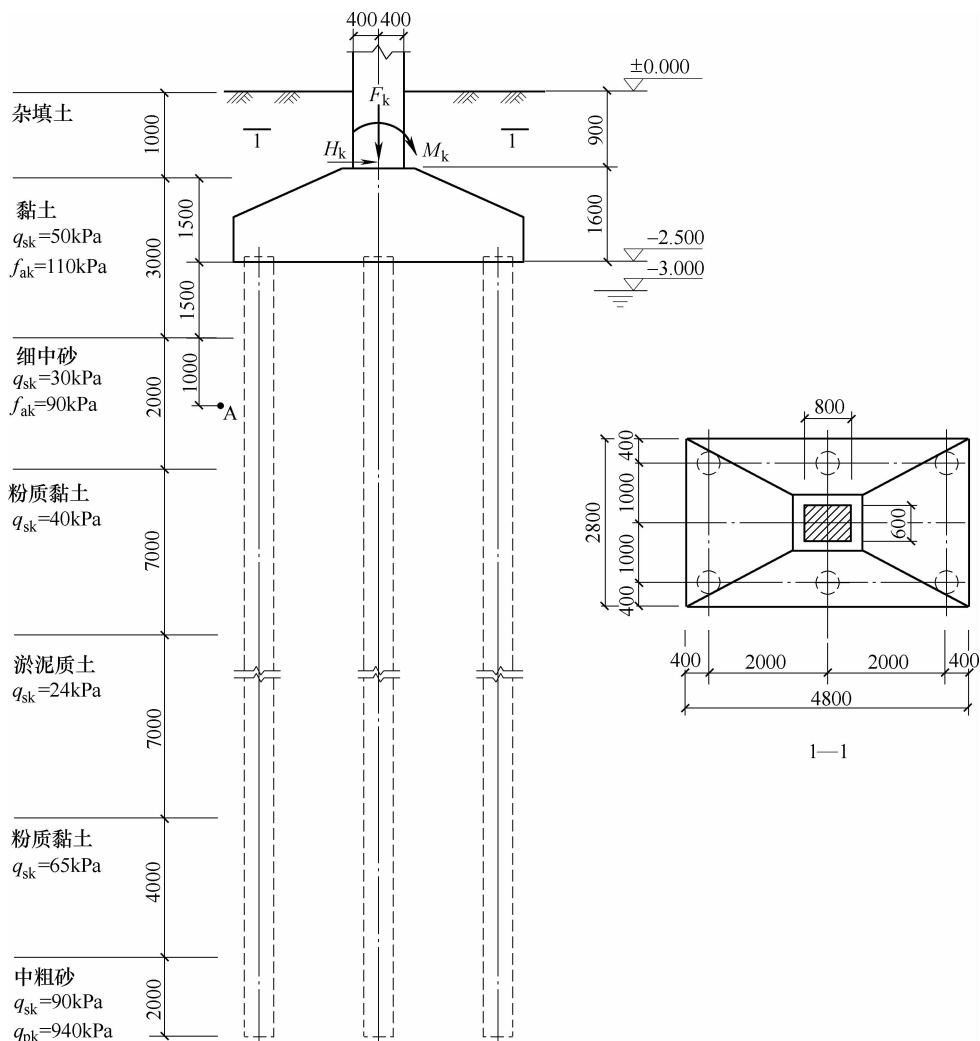


图 6.2.18

取承台及其上土的加权平均重度为 20kN/m^3 。在荷载效应标准组合下, 柱传给承台顶面的荷载为: $M_k = 704\text{kN} \cdot \text{m}$, $F_k = 4800\text{kN}$, $H_k = 60\text{kN}$, 当荷载效应由永久荷载效应控制时, 试问, 承台在柱边处截面的最大弯矩设计值 M ($\text{kN} \cdot \text{m}$), 最接近于下列何项数值?

(A) 2880

(B) 3240

(C) 3890

(D) 4370

【答案】 (C)

【解答】 因受弯计算中桩的轴力扣除承台及其上土重, 所以这里不计 G 。则基桩的最大竖向力为

$$N_{\max} = \frac{F_k}{n} + \frac{M_k x}{\sum x^2} = \frac{4800}{6} + \frac{(704 + 60 \times 1.6) \times 2}{4 \times 2^2} = 800 + 100 = 900\text{kN}$$

根据《建筑地基基础设计规范》3.0.6 条, 标准值乘分项系数 1.35 后, 得到设计值为

$$N_{\max} = 1.35 N_{k\max} = 1.35 \times 900 = 1215\text{kN}$$

根据《建筑地基基础设计规范》8.5.18 条的规定, 弯矩设计值为

$$M_{\max} = \sum N_{\max} x_i = 2 \times 1215 \times (2 - 0.4) = 3888\text{kN} \cdot \text{m}$$

真题

【6.2.11】 (2010 年二级考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

某建筑物采用柱下桩基, 工程桩采用泥浆护壁钻孔灌注桩。相应于荷载效应标准组合时, 由上部结构传至基础顶面的竖向力 F_k 为 10000kN , 力矩 M_{sk} 为 $1200\text{kN} \cdot \text{m}$, M_y 为 0。基础及其上土的加权平均重度为 20kN/m^3 , 承台及方柱的尺寸、桩的布置以及各土层的地质情况如图 6.2.19 所示。

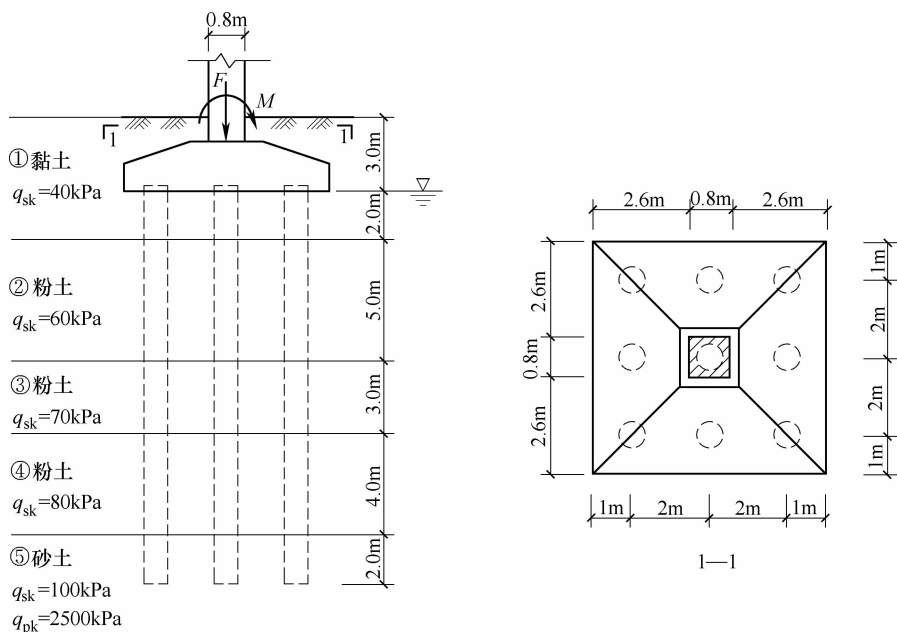


图 6.2.19

按单桩承载力验算桩数时,试问,在偏心竖向力作用下,承受较大压力一侧基桩的竖向力 N_{ik} (kN),与下列何项数值最为接近?

- (A) 1010 (B) 1210 (C) 1250 (D) 1450

【答案】 (D)

【解答】 承受较大压力一侧基桩的竖向力为

$$N_{ik} = \frac{F_k + G_k}{n} + \frac{M_{xk} y_i}{\sum y_i^2} = \frac{10000 + 3 \times 36 \times 20}{9} + \frac{1200 \times 2}{6 \times 2^2} = 1451 \text{ kN}$$

真题

【6.2.12】 (2007年一级考题,原题为连锁题中的一道子题,现改写成一道独立题)

某框架结构柱基础,由上部结构传至该柱基的荷载标准值为 $F = 7600 \text{ kN}$, $M_x = M_y = 800 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。柱基础独立承台下采用预制桩,桩的平面布置及承台尺寸如图 6.2.20 所示。承台及承台以上土的加权平均重度为 20 kN/m^3 。

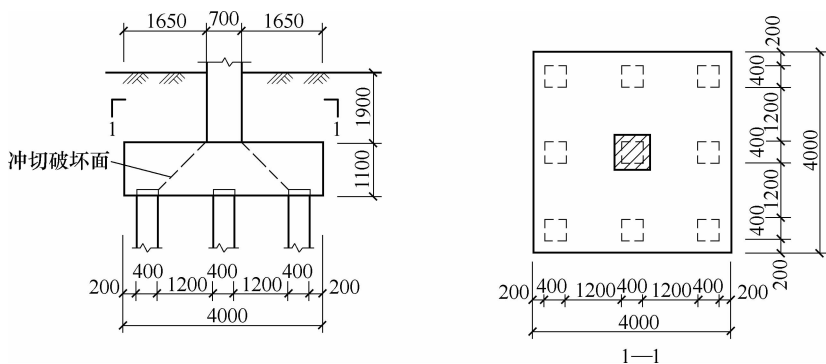


图 6.2.20

试问,满足承载力要求的单桩承载力特征值 R_a (kN),最小不应小于下列何项数值?

- (A) 740 (B) 800 (C) 860 (D) 955

【答案】 (D)

【解答】 各桩桩顶竖向力为 $N_k = \frac{F_k + G_k}{n} = \frac{7600 + 4 \times 4 \times 3 \times 20}{9} = 951 \text{ kN}$

最大桩顶竖向力为

$$N_{kmax} = \frac{F_k + G_k}{n} + \frac{M_{xk} y_i}{\sum y_i^2} + \frac{M_{yk} x_i}{\sum x_i^2} = 951 + \frac{800 \times 1.6}{6 \times 1.6^2} + \frac{800 \times 1.6}{6 \times 1.6^2} = 1117.7 \text{ kN}$$

根据《建筑桩基技术规范》5.2.1条的规定,单桩承载力特征值 R_a 需同时满足以下两式

$$R_a \geq N_k = 951 \text{ kN}$$

$$R_a \geq \frac{N_{kmax}}{1.2} = \frac{1117.7}{1.2} = 931 \text{ kN}$$

取较大值,即 $R_a = 951 \text{ kN}$

(四) 压(拉)弯作用下锚杆的内力计算

真题**【6.2.13】** (2008 年一级考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

某岩石锚杆基础。柱网尺寸为 $8.4\text{m} \times 8.4\text{m}$, 图 6.2.21 为中间柱的基础示意图。

相应于荷载效应标准组合时, 作用在中间柱承台底面的竖向力总和为 -500kN (方向向上, 已综合考虑地下水浮力、基础自重及上部结构传至柱基的轴力); 作用在基础底面形心的力矩值 M_{xk} 及 M_{yk} 均为 $100\text{kN} \cdot \text{m}$ 。试问, 荷载效应标准组合下, 单根锚杆承受的最大上拔力值 N_{tmax} (kN), 最接近于下列何项数值?

(A) 125

(B) 167

(C) 208

(D) 270

【答案】 (C)**【解答】** 最大上拔力值为

$$N_{\text{ti}} = \frac{F_k + G_k}{n} - \frac{M_{xk} y_i}{\sum y_i^2} - \frac{M_{yk} x_i}{\sum x_i^2} = \frac{-500}{4} - \frac{100 \times 0.6}{4 \times 0.6^2} - \frac{100 \times 0.6}{4 \times 0.6^2} = -208.4\text{kN}$$

式中, x 、 y 为锚杆到基础形心的 y 、 x 轴线的距离。

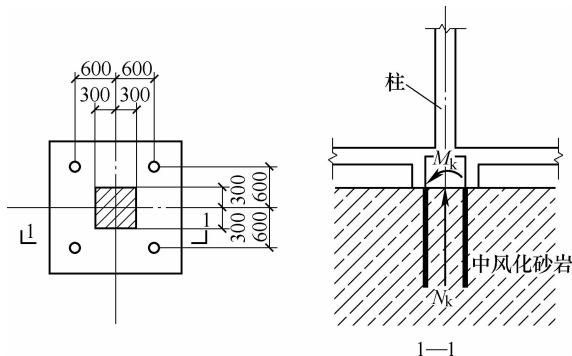


图 6.2.21

第三节 拉、压杆件

一、桁架静力分析指导

桁架是由只有轴力的拉、压杆件组成的。

(一) 基本方法

(1) 节点法: 取节点隔离体, 有两个独立的平衡方程, 可以求解两个未知力。

一般用投影方程: $\sum X = 0$; $\sum Y = 0$, 也可以用力矩方程 $\sum M = 0$ 。

(2) 截面法: 取两个以上的节点隔离体, 有 3 个独立平衡方程, 可以求解 3 个未知力。

一般用 3 个方程: $\sum X = 0$; $\sum Y = 0$; $\sum M = 0$ 。

如何灵活应用平衡方程, 下面结合例题介绍。

(二) 实用方法

(1) 投影比例关系——三角形分解。

桁架中的斜杆, 为计算方便, 将斜杆的轴力 N 分解为水平分力 X 和竖向分力 Y , 而斜杆的长度 L 及其水平投影 L_x 、竖向投影 L_y 一般是已知的, 如图 6.3.1 所示。由三角形比例关系可得 (比三角函数方便):

$$\frac{N}{L} = \frac{N_x}{L_x} = \frac{N_y}{L_y} \quad (6.3.1)$$

(2) 特殊节点。

桁架中一些特殊形状的节点，其杆件的内力容易判断。常见的特殊节点有：

1) L形节点如图 6.3.2a 所示，是指不共线的两杆节点。节点无荷载时，两杆内力皆为零，称为零杆。

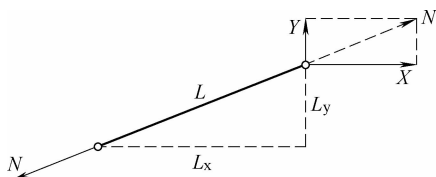


图 6.3.1

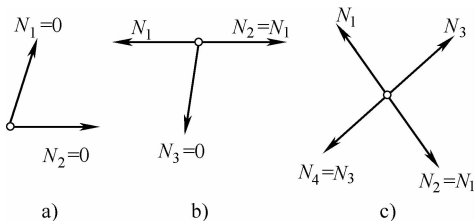


图 6.3.2

2) T形节点如图 6.3.2b 所示，是指三杆汇交的节点，而其中两杆在一条直线上。节点无荷载时，第三杆（又称单杆或独杆）必为零杆，而共线两杆内力相等（即大小相等、正负性质相同）。

3) X形节点如图 6.3.2c 所示，是指四杆节点且两两共线。当节点上无荷载时，则共线两杆内力相等（即大小相等、正负性质相同）。

二、桁架考题汇总

（一）平行弦屋架

真题

【6.3.1】 ~ 【6.3.2】（2004 年二级考题，原题为一组大型连锁题中的两道子题，现经改写，已成一组小型连锁题）

某一跨度 18m 的钢结构桁架如图 6.3.3 所示。

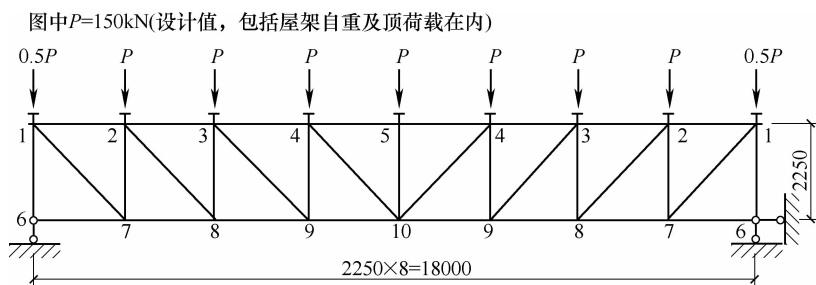


图 6.3.3

真题

【6.3.1】（2004 年二级考题）

设作用在屋架上弦节点的节点荷载为 150kN （包括屋架自重及作用在屋架下弦节点上的吊顶荷载移入了上弦节点），屋架下弦杆的截面为 $2 \angle 100\text{mm} \times 10\text{mm}$ ，截面面积 $A = 3852\text{mm}^2$ （无栓孔削弱）。试验算下弦杆的最大拉应力 σ (N/mm^2)，请指出它与下列哪项数值最为相近？

(A) 282

(B) 292

(C) 302

(D) 312

【答案】 (B)

【解答】 根据平行弦桁架作用均布节点荷载的内力分布规律:上下弦杆的内力与相应简支梁作用均布荷载的弯矩分布规律相同:两端小中间大,下侧受拉上侧受压;腹杆内力与相应简支梁作用均布荷载的剪力分布规律相同:两端大中间小,正负相间,具体杆件正负与倾斜方向有关。因此,最大拉应力的杆件位于下弦中间节点两侧。

由对称性直接求得反力为总荷载的一半

$$R = \frac{8P}{2} = 4 \times 150 = 600 \text{ kN}$$

由截面法可求弦杆 9-10 轴力,进而求出应力:

选 9-10 节间竖直截面,取左侧隔离体计算

$$\sum M_{(4)} = 0, \quad N_{9-10}d - \left(R - \frac{P}{2}\right) \times 3d + P(1+2)d = 0, \quad d = 2.25 \text{ m}$$

$$N_{9-10} = \left(600 - \frac{150}{2}\right) \times 3 + 150 \times 3 = 1125 \text{ kN}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{9-10}}{A} = \frac{1125 \times 10^3}{3852} = 292.06 \text{ N/mm}^2$$

真题 【6.3.2】 (2004 年二级考题)

屋架斜腹杆 2—8 的截面为 $2 \angle 75 \text{ mm} \times 6 \text{ mm}$, 截面面积 $A = 1759 \text{ mm}^2$ (无栓孔削弱)。试问,该斜腹杆的最大拉应力 σ (N/mm^2) 与下列何项数值相近?

- (A) 282 (B) 292 (C) 302 (D) 312

【答案】 (C)

【解答】 对称性求反力

$$R = \frac{8P}{2} = 4 \times 150 = 600 \text{ kN}$$

选 7-8 节间竖直截面,取左侧隔离体计算

$$\sum Y = 0, \quad N_{2-8} \frac{1}{\sqrt{2}} - R + \frac{P}{2} + P = 0$$

$$N_{2-8} = \sqrt{2} \left(600 - \frac{150}{2} - 150 \right) = 530.33 \text{ kN}$$

$$\sigma_{2-8} = \frac{N_{2-8}}{A} = \frac{530.33 \times 10^3}{1759} = 301.50 \text{ N/mm}^2$$

真题 【6.3.3】 ~ 【6.3.5】 (2002 年一级考题,原题为一组大型连锁题中的三道子题,现改写成一组小型连锁题)

一座露天桁架式跨街天桥,跨度 48m,桥架高度 3m,桥面设置在桥架下弦平面内,桥架如图 6.3.4 所示。

集中荷载设计值: $F_1 = 12.6 \text{ kN}$, $F_2 = 123.6 \text{ kN}$ 。

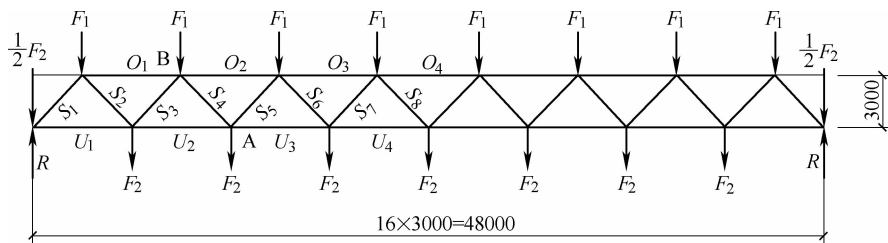


图 6.3.4

真题**【6.3.3】** (2002 年一级考题)

在已给垂直荷载作用下, 桥架上弦杆 O_2 的轴心压力设计值与以下何项数值相近?

- (A) -1932.0kN (B) -1881.6kN (C) -1684.8kN (D) -1634.4kN

【答案】 (D)**【解答】** 对称结构对称荷载, 反力为荷载合力的一半, 杆件轴力以拉为正

$$R = \frac{8F_1 + 8F_2}{2} = 4 \times (12.6 + 123.6) = 544.8\text{kN}$$

截面法, 切断 O_2 - S_3 - U_3 , 取截面左侧隔离体, 以 S_3 、 U_3 交点 A 为矩心, 建立力矩方程:

$$\sum M_{(A)} = 0, 3N_{O_2} + 12(R - 0.5F_2) - F_1(3+9) - F_2(0+6) = 0$$

$$N_{O_2} = \frac{1}{3}(-12 \times (544.8 - 0.5 \times 123.6) + 12.6 \times 12 + 123.6 \times 6) = -1634.4\text{kN}$$

真题**【6.3.4】** (2002 年一级考题)

在已给垂直荷载作用下, 桥架下弦杆 U_2 的轴心拉力设计值与以下何项数值相近?

- (A) 1449.0kN (B) 1423.8kN (C) 1325.4kN (D) 1300.2kN

【答案】 (D)**【解答】** 截面法, 切断 O_1 - S_3 - U_2 , 取截面左侧隔离体, 以 O_1 、 S_3 交点 B 为矩心, 建立力矩方程:

$$\sum M_{(B)} = 0, 3N_{U_2} - 9(R - 0.5F_2) + 6F_1 + 3F_2 = 0$$

$$N_{U_2} = \frac{1}{3}[9 \times (544.8 - 0.5 \times 123.6) - 6 \times 12.6 + 3 \times 123.6] = 1300.2\text{kN}$$

真题**【6.3.5】** (2002 年一级考题)

在已给垂直荷载作用下, 桥架腹杆 S_2 的轴心拉力设计值与以下何项数值相近?

- (A) 470.4kN (B) 490.4kN (C) 633.0kN (D) 665.2kN

【答案】 (D)**【解答】** 截面法, 切断 O_1 - S_2 - U_1 , 取截面左侧隔离体, 建立竖直方向的投影方程:

$$\sum Y = 0, \quad N_{S_2} \frac{1}{\sqrt{2}} - R + 0.5F_2 + F_1 = 0$$

$$N_{U_2} = \sqrt{2}(544.8 - 0.5 \times 123.6 - 12.6) = 665.25\text{kN}$$

(二) 下沉式屋架

真题**【6.3.6】** (2001 年一级考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

某单层工业厂房，厂房中列柱设置有托架，托架选用 Q235 钢制造，其尺寸如图 6.3.5 所示。

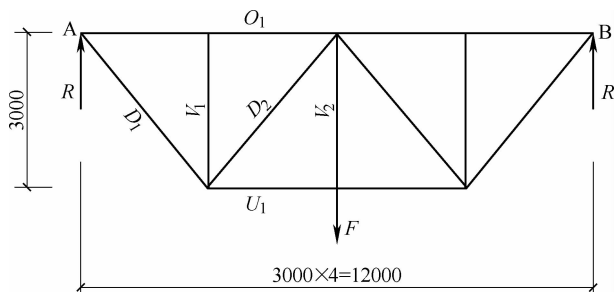


图 6.3.5

假定边列托架跨中集中荷载设计值 $F = 326 \text{ kN}$ ，试确定托架下弦杆 (U_1) 的轴心拉力设计值最接近下列何项数值？

- (A) +326kN (B) +231kN (C) +163kN (D) +652kN

【答案】 (A)

【解答】 对称结构对称荷载，反力为荷载的一半：

$$R = \frac{F}{2} = \frac{326}{2} = 163 \text{ kN}$$

截面法计算，切断 $O_1-D_2-U_1$ 杆件，取截面左侧隔离体

$$\sum M_{(C)} = 0, N_{U1} \times 3 - R \times 6 = 0, N_{U1} = \frac{163 \times 6}{3} = 326 \text{ kN}$$

真题 【6.3.7】 ~ 【6.3.8】 (2004 年一级考题，原题为一组大型连锁题中的三道子题，现经改写，已成一组小型连锁题)

某 60m 跨度的托架，托架与钢柱采用铰接连接，托架的简图和荷载设计值如图 6.3.6 所示。

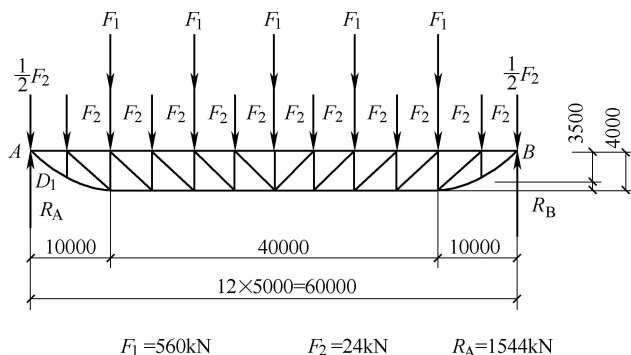


图 6.3.6

真题 【6.3.7】 (2004 年考题)

60m 跨度托架端斜杆 D_1 的轴心拉力设计值 (kN) 与下列何项数值最为接近？

- (A) 2736 (B) 2757 (C) 2683 (D) 3365

【答案】 (C)

【解答】 图6.3.6为对称结构对称荷载,端斜杆 D_1 长度的水平、竖直投影为5m、3.5m,则水平、竖直投影与杆长的比例为 $10:7:\sqrt{149}$ 。

取节点A作为隔离体,建立投影方程:

$$\sum Y=0, N_{D1} \frac{7}{\sqrt{149}} - R_A + \frac{F_2}{2} = 0$$

$$N_{D1} = \frac{\sqrt{149}}{7} \left(1544 - \frac{24}{2} \right) = 2671.49 \text{ kN}$$

真题

【6.3.8】 (2004年考题)

60m跨度托架下弦杆最大轴心拉力设计值(kN)与下列何项数值最为接近?

- (A) 11969 (B) 8469 (C) 8270 (D) 6475

【答案】 (D)

【解答】 简支平行弦桁架,受均布荷载作用,上下弦杆的内力分布规律与简支梁受均布荷载的弯矩分布规律相同,即下侧受拉、上侧受压,且两端小、中间大。则下弦杆最大轴力在跨中。

用截面法,取托架中间节点左侧截面,切断节间杆件,取左侧隔离体,以节间左侧上弦节点为矩心,建立力矩方程

$$\sum M=0, N_{\max} \times 4 - \left(R_A - \frac{F_2}{2} \right) \times 25 + F_1(5+15) + F_2(5+10+15+20) = 0$$

$$N_{\max} = \frac{1}{4} \left[\left(1544 - \frac{24}{2} \right) \times 25 - 560 \times 20 - 24 \times 50 \right] = 6475 \text{ kN}$$

(三) 梯形屋架

真题

【6.3.9】 ~ 【6.3.10】 (2002年二级考题,原题为一组大型连锁题中的两道子题,现经改写,已成一组小型连锁题)

一轻级工作制吊车厂房的钢结构屋盖,屋架跨度18m,屋架间距6m,屋架及其上荷载如图6.3.7所示。

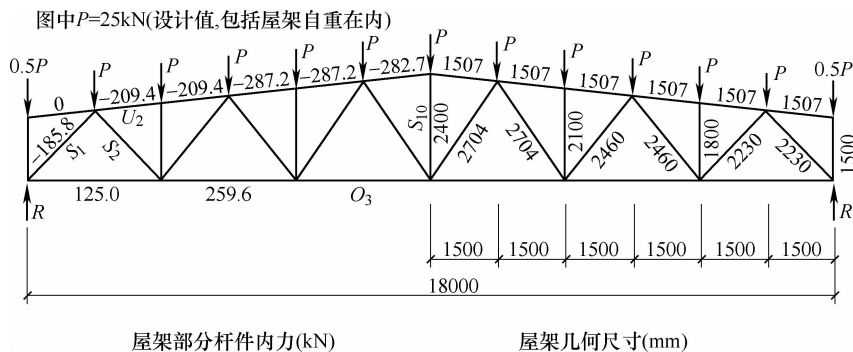


图 6.3.7

真题

【6.3.9】 (2002年二级考题)

在图6.3.7所示荷载作用下,屋架下弦杆 O_3 的轴心拉力设计值 N_{O3} (kN),与下列何项数

值最为接近?

- (A) $N_{03} = 250.0$ (B) $N_{03} = 284.1$ (C) $N_{03} = 291.7$ (D) $N_{03} = 333.3$

【答案】 (C)

【解答】 对称结构对称荷载,反力为荷载合力的一半:

$$R = 12P/2 = 6P$$

O_3 杆到上弦中间节点的距离 h_{03}

$$h_{03} = 1.5 + (2.4 - 1.5)/6 = 2.25\text{m}$$

截面法, 竖直截面切断 O_3 , 取左侧隔离体, 以上弦节点为矩心, 建立力矩方程:

$$\sum M_{(O_3 \text{ 上弦节点})} = 0$$

$$N_{03} \times 2.25 - (R - P/2) \times 5 \times 1.5 + P \times (4 + 3 + 2 + 1) \times 1.5 = 0$$

$$N_{03} = \frac{1}{2.25} [5.5 \times 25 \times 5 \times 1.5 - 25 \times (4 + 3 + 2 + 1) \times 1.5] = 291.67\text{kN}$$

真题 【6.3.10】 (2002 年二级考题)

在图 6.3.7 所示荷载作用下, 屋架斜腹杆 S_2 的轴心拉力设计值 N (kN), 应与下列何项数值相近?

- (A) $N = 123.9$ (B) $N = 135.3$ (C) $N = 152.0$ (D) $N = 180.2$

【答案】 (A)

【解答】 选 S_2 节间竖直截面, 取左侧隔离体:

杆 U_2 、 S_2 的三角形比例, $l_x:l_y:l$ 分别为

$$1.5:(1.5+0.9/6):\sqrt{1.5^2+1.65^2}=1.5:1.65:2.23$$

$$1.5:(0.9/6):\sqrt{1.5^2+0.15^2}=1.5:0.15:1.51$$

$$\sum Y=0, \quad N_{s2} \frac{1.65}{2.23} + P + 0.5P + 209.4 \frac{0.15}{1.51} - R = 0$$

$$N_{s2} = \frac{2.23}{1.65} (-25 - 0.5 \times 25 - 20.80 + 6 \times 25) = 123.93\text{kN}$$

(四) 三角形屋架

真题 【6.3.11】~【6.3.13】 (2001 年二级考题, 原题为一组大型连锁题中的三道子题, 现经改写, 已成一组小型连锁题)

有一钢筋混凝土非预应力屋架, 如图 6.3.8a 所示。

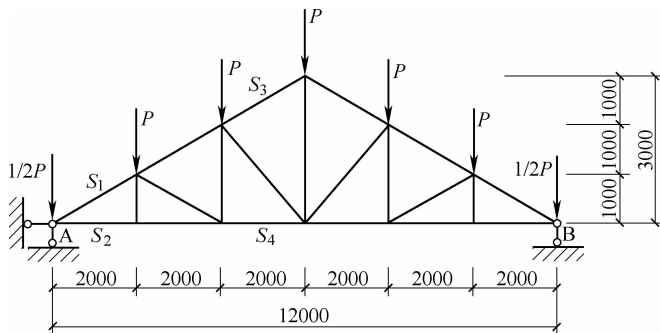


图 6.3.8a

已知:节点集中荷载 $P = P_1 + P_2$ (kN)

静荷载 $P_1 = 12$ kN (标准值且包括构件自重)

活荷载 $P_2 = 6$ kN (标准值且活荷载 > 4 kN/m²)

提示:计算屋架杆件内力时不考虑节点次应力的影响。

真题

【6.3.11】 (2001 年二级考题)

在活荷载作用下的支座反力 R_{Ah} (设计值, kN) 与下列何项数值最为相近?

(A) $R_{Ah} = 23.4$ (B) $R_{Ah} = 25.2$ (C) $R_{Ah} = 21$ (D) $R_{Ah} = 19.5$

【答案】 (B)

【解答】 根据《建筑结构荷载规范》3.2.4 条,分项系数:活荷载取 1.4。

$$R_{Ah} = 1.4 \times P_2 \times 3 = 1.4 \times 6 \times 3 = 25.2 \text{ kN}$$

真题

【6.3.12】 (2001 年二级考题)

在静荷载和活荷载作用下,上弦杆 S_1 的内力设计值(kN)与下列何项数值相近?

(A) 153.02 (B) 124.16 (C) 148.99 (D) 127.51

【答案】 (D)

【解答】 根据《建筑结构荷载规范》3.2.4 条,分项系数:恒荷载取 1.2,活荷载取 1.4。

$$P = 1.2 \times 12 + 1.4 \times 6 = 22.8 \text{ kN}$$

$$R_A = 3 \times P = 68.4 \text{ kN}$$

$$\text{取节点 A 作为隔离体, } \sum Y = 0, S_1 = -\sqrt{5} \times \left(68.4 - \frac{22.8}{2} \right) = -127.46 \text{ kN}$$

真题

【6.3.13】 (2001 年二级考题)

在静、活荷载作用下。上弦杆 S_3 的内力设计值(kN)与下列何项数值相近?

(A) 76.50 (B) 74.5 (C) 99.33 (D) 102.01

【答案】 (A)

【解答】 根据《建筑结构荷载规范》3.2.4 条,分项系数:恒荷载取 1.2,活荷载取 1.4。

$$P = 1.2 \times 12 + 1.4 \times 6 = 22.8 \text{ kN}$$

$$R = 3 \times 22.8 = 68.4 \text{ kN}$$

如图 6.3.8b 所示,取 S_3 节间竖直截面,取左半边为隔离体,平移 S_3 至顶点 D 位置,分解为竖直、水平分力,三角形比例为 $1:2:\sqrt{5}$ 。

取其他二力交点 C 为矩心,建立力矩方程:

$$\sum M_{(C)} = 0, S_3 \frac{2}{\sqrt{5}} \times 3 + [(R - P/2) \times 6 - P \times (2 + 4)] = 0$$

$$S_3 = -\frac{\sqrt{5}}{6} [(68.4 - 22.8/2) \times 6 - 22.8 \times (2 + 4)] = -76.47 \text{ kN}$$

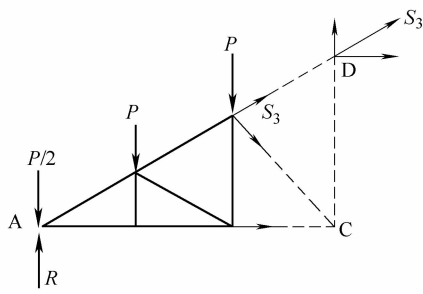


图 6.3.8b

(五) 天窗架

真题

【6.3.14】~【6.3.15】 (2006 年考题, 原题为一组大型连锁题中的两道子题, 现经改写, 已成一组小型连锁题)

某厂房的天窗宽 8m、高 4m, 常用的两种形式天窗架结构为: 桁架式天窗架 (图 6.3.9) 和竖杆式天窗架 (图 6.3.10)。

真题

【6.3.14】 (2006 年考题)

桁架式天窗架如图 6.3.9 所示。试问, 在竖向荷载作用下, 水平反力 R_H (kN) 与下列何项数值最为接近?

- (A) 3.3 (B) 4.2
(C) 6.9 (D) 6.6

【答案】 (C)

【解答】 对称结构, 对称荷载, 反力内力对称, 则竖向反力

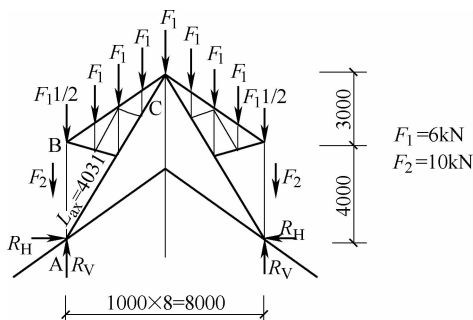


图 6.3.9

$$R_V = \frac{8F_1 + 2F_2}{2} = \frac{5 \times 6 + 2 \times 10}{2} = 34 \text{ kN}$$

取半跨隔离体:

$$\sum M_{(C)} = 0, \quad R_H(4+3) - \left(R_V - \frac{F_1}{2} - F_2\right) \times 4 + F_1(1+2+3) = 0$$

$$R_H = \frac{(34 - 6/2 - 10) \times 4 - 6 \times 6}{7} = 6.86 \text{ kN}$$

真题

【6.3.15】 (2006 年考题)

竖杆式天窗架如图 6.3.10 所示。在风荷载作用下, 假定天窗斜杆 (DE、DF) 仅承担拉力。试问, 当风荷载设计值 $w_1 = 2.5 \text{ kN}$ 时, DF 杆的轴心拉力设计值 (kN) 与下列何项数值最为接近?

- (A) 8.0 (B) 9.2 (C) 11.3 (D) 12.5

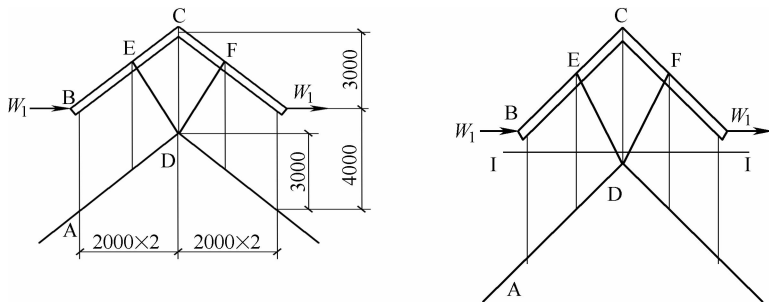


图 6.3.10

【答案】 (A)

【解答】 如图6.3.10所示,在风荷载下面取水平截面 I-I,截开所有腹杆,取上部为隔离体,建立水平投影方程 $\sum X=0$ 。

考虑腹杆仅承担拉力,DE杆受压不计,其余各杆轴力为竖直方向,则只有DF杆内力的水平投影与风荷载平衡。

桁架内力的投影用三角形比例关系计算:

$$\frac{N}{l} = \frac{N_x}{l_x} = \frac{N_y}{l_y}$$

DF杆长的水平、竖直投影为2m、2.5m,求得杆长 $l = \sqrt{4^2 + 5^2} = \sqrt{41}\text{m}$ 。

则水平、竖直投影与杆长的比例为4:5: $\sqrt{41}$ 。

$$\sum X=0, N_{DF} \frac{4}{\sqrt{41}} - 2W_1 = 0$$

$$N_{DF} = \frac{\sqrt{41}}{4} \times 2 \times 2.5 = 8.00\text{kN}$$

(六) 桁架式双肢柱

真题 【6.3.16】 (2002年一级考题,原题为连锁题中的一道子题,现经改写,已成一道独立题。由于规范改版,原题已做调整。)

图6.3.11为斜腹杆双肢柱的受力及几何图形,肢杆截面为500mm×300mm,腹杆截面为350mm×300mm。柱下端受力(设计值), $M = -660\text{kN} \cdot \text{m}$, $N = 1200\text{kN}$, $V = 300\text{kN}$ 。

提示:(1)图示杆件几何中心线为计算简图线,力的符号系统为:图示方向为正值,反之为负值。

(2)肢杆和腹杆只承受轴力,不承受弯矩,按全铰接桁架计算。

试问,柱下端肢杆AC和BD的内力设计值 S_1 和 S_2 与下列何组数值最为接近?

- (A) $S_1 = 1040\text{kN}$, $S_2 = 700\text{kN}$
- (B) $S_1 = 600\text{kN}$, $S_2 = 600\text{kN}$
- (C) $S_1 = 1040\text{kN}$, $S_2 = -140\text{kN}$
- (D) $S_1 = 740\text{kN}$, $S_2 = -160\text{kN}$

【答案】 (C)

【解答】 以C、D节点以上截面,取下侧隔离体计算, S 以压力为正。

考虑偏心距增大系数 η 的影响,下端受力弯矩乘以增大系数 η 。

$$\sum X=0, S_3 \frac{1}{\sqrt{2}} - V = 0, S_3 = 300\sqrt{2}\text{kN}$$

$$\sum M_{(B)}=0, 1.5S_1 + M - N \frac{1.5}{2} = 0$$

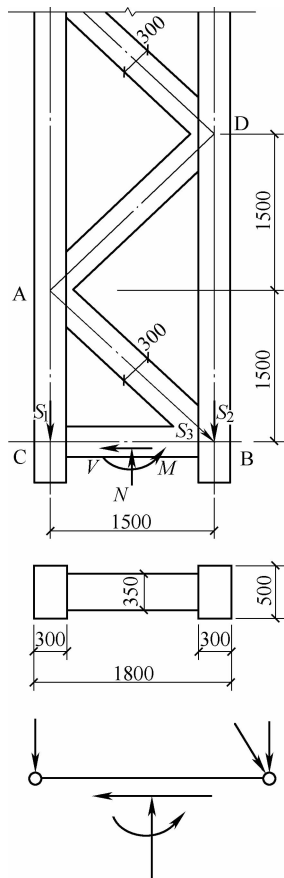


图 6.3.11

$$S_1 = \frac{1}{1.5} [1200 \times 0.75 - (-660)] = 1040 \text{ kN}$$

$$\sum M_{(A)} = 0, \quad 1.5S_2 + 1.5 \frac{S_3}{\sqrt{2}} - M - N \frac{1.5}{2} = 0$$

$$S_2 = \frac{1}{1.5} \left[-1.5 \times \frac{300\sqrt{2}}{\sqrt{2}} + 1200 \times 0.75 + (-660) \right] = -140 \text{ kN}$$

(七) 栈桥柱

真题 【6.3.17】 ~ 【6.3.19】 (2003 年一级考题, 原题为一组大型连锁题中的三道子题, 现经改写, 已成一组小型连锁题)

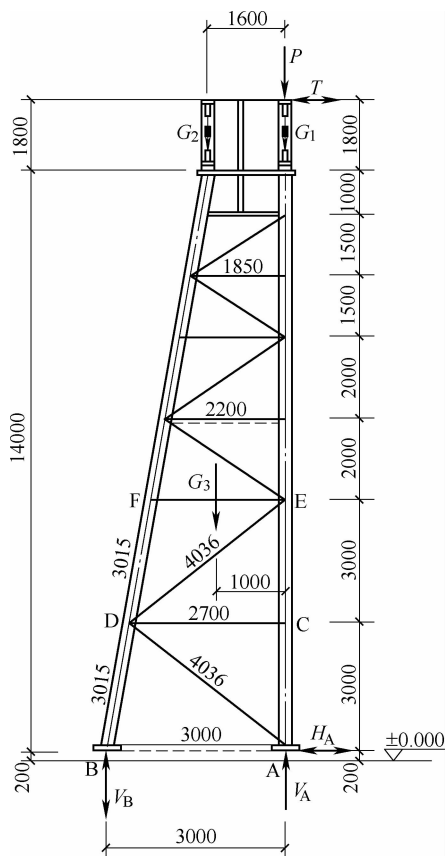


图 6.3.12

栈桥柱的构件尺寸及主要构造, 如图 6.3.12 所示。

荷载标准值: 1. 结构自重

吊车梁 $G_1 = 40 \text{ kN}$

辅助桁架 $G_2 = 20 \text{ kN}$

栈桥柱 $G_3 = 50 \text{ kN}$

2. 吊车荷载

垂直荷载 $P = 583.4 \text{ kN}$

横向水平荷载 $T = 18.1 \text{ kN}$

真题 【6.3.17】 (2003 年一级考题)

在结构自重和吊车荷载共同作用下, 栈桥柱外肢 BD 的最大压力设计值与下列何项数值最为接近?

- (A) 123.3kN (B) 161.5kN (C) 167.1kN (D) 180.4kN

【答案】 (C)

【解答】 水平荷载 T 为双向作用, 当水平向左时 BD 杆压力最不利。

取整体, 以 A 点为矩心, 建立力矩方程, 得 B 点竖向反力, 再由节点 B 竖直方向的平衡得 BD 轴力

根据《建筑结构荷载规范》3.2.4 条, 分项系数: 恒荷载取 1.2, 活荷载取 1.4

$$R_B \times 3 - 1.2 \times G_2 \times 1.6 - 1.4 \times T \times (14 + 1.8) - 1.2 \times G_3 \times 1.0 = 0$$

$$R_B = \frac{1}{3} (1.2 \times 20 \times 1.6 + 1.4 \times 18.1 \times 15.8 + 1.2 \times 50 \times 1.0) = 166.26 \text{ kN}$$

$$N = \frac{3015}{3000} R_B = \frac{3015}{3000} \times 166.26 = 167.09 \text{ kN}$$

真题 【6.3.18】 (2003 年一级考题)

在结构自重和吊车荷载共同作用下, 栈桥柱吊车肢 AC 的最大压力设计值与下列何项数值最为接近?

- (A) 748.8kN (B) 1032.5kN (C) 1049.5kN (D) 1114.1kN

【答案】 (B)

【解答】 水平荷载 T 为双向作用, 当水平向右时 AC 杆压力最不利。

取 C、D 节点以下截面, 上部隔离体, 以 D 点为矩心, 建立力矩方程, 得杆 AC 轴力。

根据《建筑结构荷载规范》3.2.4 条, 分项系数: 恒载取 1.2, 活载取 1.4

$$2.7N_{AC} - 1.2(2.7G_1 + 1.1G_2 + 1.7G_3) - 1.4(12.8T + 2.7P) = 0$$

$$N_{AC} = \frac{1}{2.7} [1.2 \times (2.7 \times 40 + 1.1 \times 20 + 1.7 \times 50) + 1.4 \times (12.8 \times 18.1 + 2.7 \times 583.4)] \\ = 1032.45 \text{ kN}$$

真题 【6.3.19】 (2003 年一级考题)

在结构自重和吊车荷载共同作用下, 栈桥柱底部斜杆 AD 的最大压力设计值与下列何项数值最为接近?

- (A) 32.8kN (B) 30.6kN (C) 37.9kN (D) 41.9kN

【答案】 (B)

【解答】 水平荷载 T 为双向作用, 取 C、D 节点以下截面可判断, 当水平向右时 AD 杆所受压力最不利。

取整体, 以 B 点为矩心, 建立力矩方程, 得 A 点竖向反力。

根据《建筑结构荷载规范》3.2.4 条, 分项系数: 恒载取 1.2, 活载取 1.4。

$$\sum M_{(B)} = 0, \quad 3R_A - 1.2(3G_1 + 1.4G_2 + 2G_3) - 1.4(15.8T + 3P) = 0$$

$$R_A = \frac{1}{3} [1.2 \times (3 \times 40 + 1.4 \times 20 + 2 \times 50) + 1.4 \times (15.8 \times 18.1 + 3 \times 583.4)] = 1049.42 \text{ kN}$$

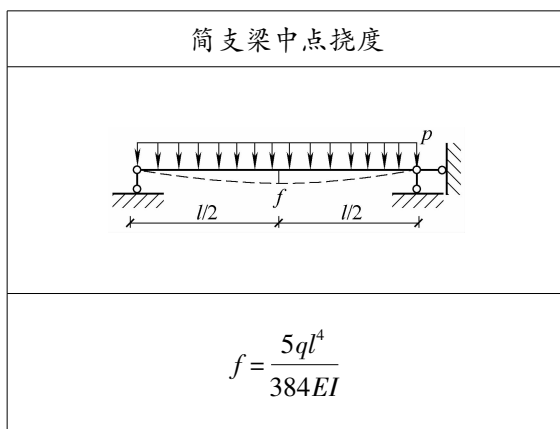
取节点 A 为隔离体, 利用上一题同样水平荷载向右时所求得 N_{AC} , 由竖直方向的投影平衡, 可得 N_{AD}

$$\sum Y = 0, N_{AD} \frac{3000}{4036} + N_{AC} - R_A = 0$$

$$N_{AD} = \frac{4036}{3000} (1049.42 - 1032.45) = 22.78 \text{ kN}$$

第四节 挠 度

一、全跨均布荷载作用下的简支梁中点挠度



真题

【6.4.1】 (2009 年一级考题, 原题连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

现有钢结构, 柱网布置图如图 6.4.1 所示。次梁与主梁简支, 次梁采用 $H300 \times 150 \times 4.5 \times 6$ 焊接 H 型钢, $I_x = 4785.96 \times 10^4 \text{ mm}^4$, 选用钢材为 Q235B。次梁自重标准值为 0.243 kN/m 。楼板荷载标准值: 永久荷载为 2.5 kN/m^2 , 可变荷载为 4.0 kN/m^2 。

要求对次梁作刚度验算。试问, 在全部竖向荷载作用下次梁的最大挠度与其跨度之比, 与下列何项数值最为接近?

(A) 1/282

(B) 1/320

(C) 1/385

(D) 1/421

【答案】 (D)

【解答】 次梁线均布荷载 (包括自重、永久荷载、可变荷载):

$$q_k = 0.243 + (2.5 + 4.0) \times 3 = 19.743 \text{ kN/m}$$

次梁考虑梁端简支, 则最大挠度为简支梁的中点挠度, 与跨度之比为

$$f = \frac{5q_k l^3}{384EI} l = \frac{5 \times 19.743 \times (4.5 \times 10^3)^3}{384 \times 206 \times 10^3 \times 4785.96 \times 10^4} l = 2.38 \times 10^{-3} l = \frac{l}{421} < \frac{l}{250}$$

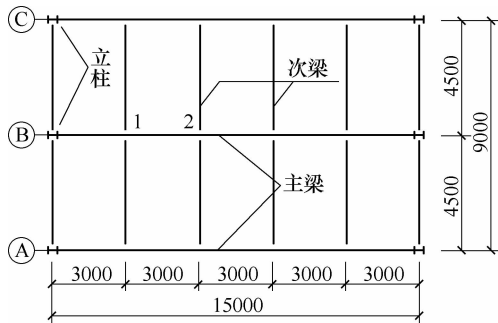


图 6.4.1

真题

【6.4.2】 (2006 年二级考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

某材料仓库跨度 24m, 柱距 6m, 采用单跨铰支双坡门式刚架结构如图 6.4.2 所示, 屋面檩条间距 (水平投影) 按 1500mm 布置, 其跨度为 6m; 檩条采用简支热轧轻型槽钢 [12, 开口朝向屋脊, $A = 1328\text{mm}^2$, $I_x = 303.9 \times 10^4\text{mm}^4$, 竖向均布荷载标准值为 0.75kN/m^2 。试问, 垂直于屋面方向的檩条跨中挠度 (mm) 值, 应与下列何项数值最为接近?

- (A) 40 (B) 21
(C) 30 (D) 26

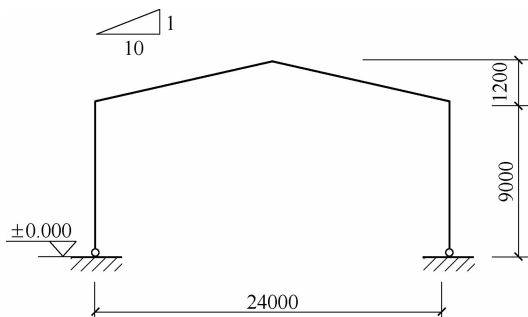


图 6.4.2

【答案】 (C)

【解答】 竖向面荷载乘以檩条间距为线荷载, 再分解垂直于檩条的分布荷载, 则为一般简支梁中点位移的问题。

檩条竖直、水平投影和杆长的比例为 $1:10:\sqrt{101}$ 。

垂直于檩条的均布荷载为 $q_y = 0.75 \times 1.5 \times \frac{10}{\sqrt{101}} = 1.12\text{N/mm}$

$$f = \frac{5q_y l^4}{384EI} = \frac{5 \times 1.12 \times (6 \times 10^3)^4}{384 \times 206 \times 10^3 \times 303.9 \times 10^4} = 30.19\text{mm}$$

真题

【6.4.3】 (2005 年二级考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

某钢结构入口大堂, 其屋面梁系的布置如图 6.4.3 所示。次梁与主梁间为等高铰接连接, 梁顶现浇钢筋混凝土屋面板 (计算时不考虑梁板间的共同工作); 屋面设屋顶花园, 其永久及可变荷载的标准值分别为 9kN/m^2 及 3.0kN/m^2 (永久荷载中已含各种构造做法及钢梁自重在内)。次梁 L-1 采用 Q235-B。次梁的惯性矩为 $I_x = 13700\text{cm}^4$, 弹性模量 $E = 2.06 \times 10^5$, 试问, 次梁 L-1 的跨中最大挠度与跨度的比值与下列何项数值最为接近?

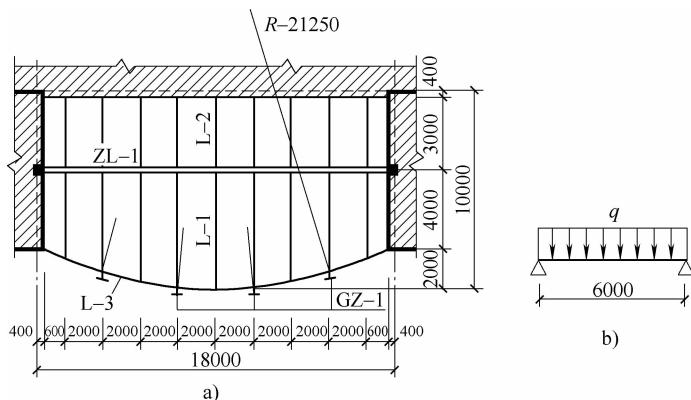


图 6.4.3

a) 屋面结构布置图 b) 次梁 L-1 计算简图

- (A) 1/305 (B) 1/310 (C) 1/400 (D) 1/418

【答案】 (D)

【解答】 以屋面荷载标准值乘以梁间距, 求出次梁上均布荷载标准值, 进而求得简支梁跨中挠度

$$q = (9 + 3) \times 2 = 24 \text{ kN/m} = 24 \text{ N/mm}$$

$$f = \frac{5ql^4}{384EI_x} = \frac{5 \times 24 \times (6 \times 10^3)^4}{384 \times 206 \times 10^3 \times 13700 \times 10^4} = 14.35 \text{ mm}$$

$$\frac{f}{l} = \frac{14.35}{6000} = \frac{1}{418}$$

真题

【6.4.4】 (2004 年二级考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

某长 36m 的钢结构屋盖设计, 其结构平面布置如图 6.4.4 所示。

作用在檩条上的线荷载标准值为 $q_k = 17.5 \text{ kN/m}$ (已包括檩条自重在内), 檩条截面为 $\text{H}300 \times 150 \times 4.5 \times 8$, 如图 6.4.5 所示。其截面惯性矩 $I_x = 5976 \text{ cm}^4$ 。试问, 檩条的挠度与跨度之比 v_T/l , 与下列何项数值相近?

- (A) 1/280 (B) 1/270 (C) 1/260 (D) 1/250

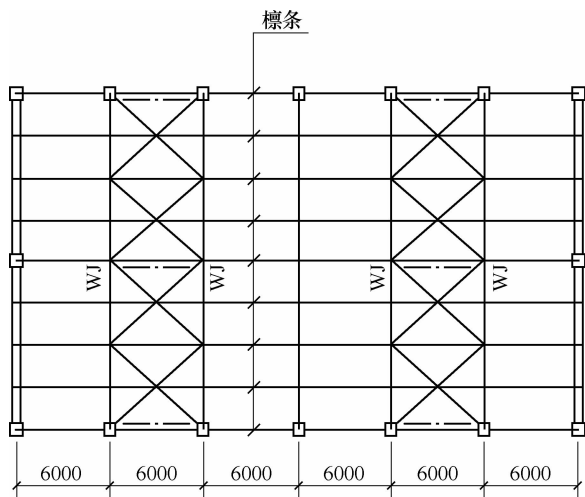


图 6.4.4

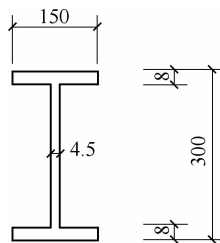


图 6.4.5

【答案】 (D)

【解答】 $v_T = \frac{5q_k l^4}{384EI_x} = \frac{5 \times 17.5 \times 6000^4}{384 \times 206 \times 10^3 \times 5976 \times 10^4} = 24.0 \text{ mm}$

$$v_T/l = 24/6000 = 1/250$$

真题

【6.4.5】 (2003 年二级考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

某单层单跨的职工食堂, 增建一层高为 3.5m 的全钢结构夹层, 夹层四周与原结构脱开, 如图 6.4.6 所示。楼面恒载与楼面活载标准值分别取 2.0 kN/m^2 和 2.5 kN/m^2 (其中恒载包括钢梁自重在内)。

假定次梁 L1 的截面选用 H350 × 175 × 4.5 × 6 的焊接 H 型钢, 其截面惯性矩 $I_x = 7661 \times 10^4 \text{ mm}^4$, 梁的自重已包括在楼面恒载内。

试问, 其次梁的最大挠度与其跨度的比值和下列何项数值相近?

- (A) 1/282 (B) 1/370 (C) 1/412 (D) 1/460

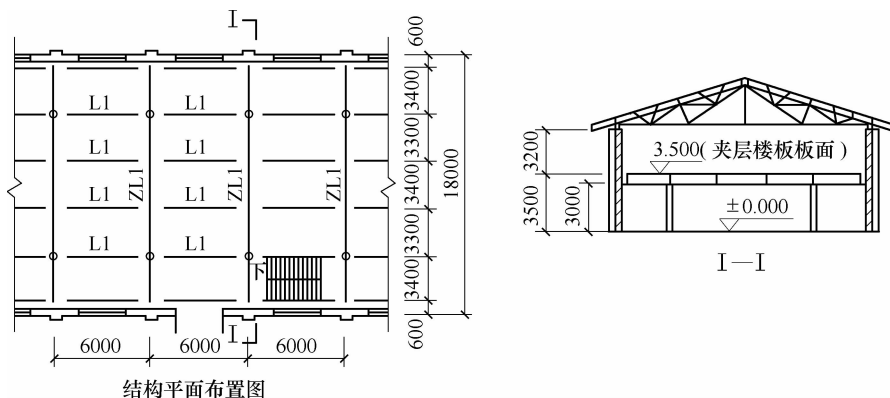


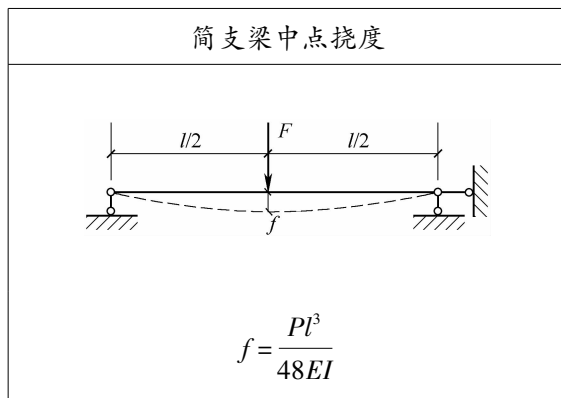
图 6.4.6

【答案】 (B)

【解答】 $q_k = (2 + 2.5) \times (3.3 + 3.4) / 2 = 15.08 \text{ kN/m}$

$$w = \frac{5q_k l^4}{384EI_x}, \quad \frac{w}{l} = \frac{5q_k l^3}{384EI_x} = \frac{5 \times 15.08 \times (6 \times 10^3)^3}{384 \times 206 \times 10^3 \times 7661 \times 10^4} = \frac{1}{372.10}$$

二、集中荷载作用下的简支梁中点挠度



真题

【6.4.6】 (2008 年一级考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

某钢平台梁的静力计算简图和截面几何特性如图 6.4.7 所示, 钢材采用 Q235-B 钢, 荷载均为标准荷载: 集中永久荷载 $G_k = 20 \text{ kN}$, 集中可变荷载 $Q_k = 80 \text{ kN}$; 均布永久荷载 $g_k = 2.5 \text{ kN/m}$ (含梁的自重), 均布可变荷载 $q_k = 1.8 \text{ kN/m}$ 。试问, 梁的最大挠度与其跨度的比值与下列何项数值最为接近?

- (A) 1/505 (B) 1/438 (C) 1/376 (D) 1/329

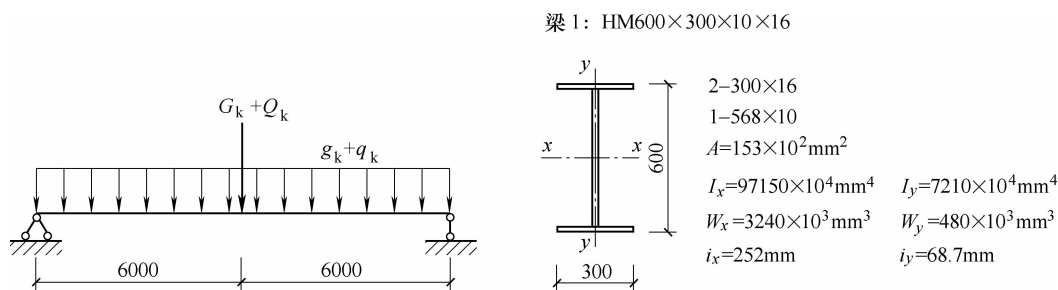


图 6.4.7

【答案】 (A)

【解答】 $E = 206 \text{ GPa} = 206 \times 10^9 \text{ N/m}^2$, $I = 97150 \times 10^4 \text{ mm}^4 = 9.715 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

简支梁在对称荷载作用下的最大挠度, 即梁中点挠度

$$\begin{aligned}
 f_{\max} = \Delta_p + \Delta_p &= \frac{5(g_k + q_k)l^4}{384EI_x} + \frac{(G_k + Q_k)l^3}{48EI_x} \\
 &= \frac{1}{206 \times 10^9 \times 9.715 \times 10^{-4}} \left(\frac{5(2.5 + 1.8) \times 10^3 \times 12^4}{384} + \frac{(20 + 80) \times 10^3 \times 12^3}{48} \right) \\
 &= 23.76 \times 10^{-3} \text{ m} \\
 \frac{f_{\max}}{l} &= \frac{23.76 \times 10^{-3}}{12} = \frac{1}{505}
 \end{aligned}$$

真题

【6.4.7】 (2007年二级考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

某厂房钢屋架下弦节点悬挂单轨吊车梁, 按单跨简支构造, 计算跨度取 $L = 6600 \text{ mm}$ 。吊车梁上吊车的重量为 3360 kg 。吊车梁选用热轧普通工字钢, 其截面特性 $W_x = 692 \times 10^3 \text{ mm}^3$, $I_x = 11100 \times 10^4 \text{ mm}^4$, 自重 $g = 52.72 \text{ kg/m}$ 。

提示: 对吊车梁作强度、稳定及变形验算时, 考虑磨损影响, 截面模量及惯性矩应乘以折减系数 0.9 , 要求对所选吊车梁作挠度验算。试问, 其最大挠度与跨度的比值, 与下列何项数值最为接近?

(A) $1/400$ (B) $1/441$ (C) $1/646$ (D) $1/678$

【答案】 (C)

【解答】 荷载标准值:

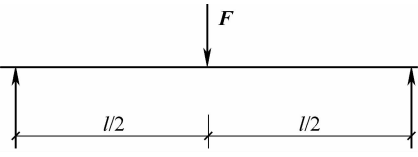
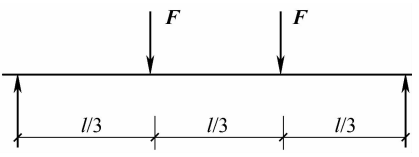
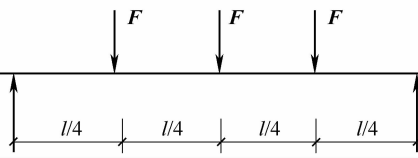
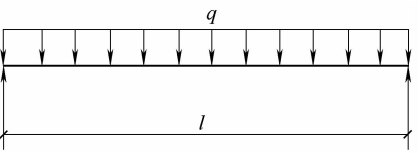
梁自重: $g = 52.72 \times 9.8 \times 10^{-3} \text{ kN/m} = 0.52 \text{ kN/m} = 0.52 \text{ N/mm}$ 可变荷载: $p = 3360 \times 9.8 \text{ N} = 33.0 \times 10^3 \text{ N}$

$$\begin{aligned}
 f_{\max} &= \frac{5ql^4}{384EI_x} + \frac{pl^3}{48EI_x} \\
 &= \frac{5 \times 0.52 \times 6600^4}{384 \times 206 \times 10^3 \times (11100 \times 10^4 \times 0.9)} + \frac{33.0 \times 10^3 \times 6600^3}{48 \times 206 \times 10^3 \times (11100 \times 10^4 \times 0.9)} \\
 &= 0.62 + 9.6 = 10.22 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\frac{f}{l} = \frac{10.22}{6600} = \frac{1}{646}$$

三、简支梁最大挠度的近似计算公式

简支梁最大挠度的计算公式

荷载类型		
计算公式	$\frac{1}{48} \frac{Fl^3}{EI} = 0.083 \frac{Ml^2}{EI}$	$\frac{23}{648} \frac{Fl^3}{EI} = 0.106 \frac{Ml^2}{EI}$
荷载类型		
计算公式	$\frac{19}{384} \frac{Fl^3}{EI} = 0.099 \frac{Ml^2}{EI}$	$\frac{5}{384} \frac{ql^4}{EI} = 0.104 \frac{Ml^2}{EI}$

真题

【6.4.8】(2007年一级考题,原题为连锁题中的一道子题,现改写成一道独立题)

某多跨厂房,中列柱的柱距 12m,采用钢吊车梁,吊车梁的截面尺寸如图 6.4.8 所示,吊车梁采用 Q235 钢制造。

吊车梁承担的作用在垂直平面内的弯矩标准值 $M_k = 1791.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$,吊车梁的毛截面惯性矩 $I_x = 3745367 \times 10^4 \text{ mm}^4$ 。试问,吊车梁的挠度(mm)与下列何项数值最为接近?

提示:垂直挠度可按下列近似公式进行计算:

$$f = \frac{M_k L^2}{10EI_x}$$

式中 M_k ——垂直弯矩标准值;

L ——吊车梁跨度;

E ——钢材的弹性模量;

I_x ——吊车梁的毛截面惯性矩。

- (A) 9.2 (B) 10.8 (C) 12.1 (D) 3.34

【答案】(D)

【解答】 $M_x = 1791.4 \text{ kN} \cdot \text{m} = 1791.4 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$

$$E = 206 \text{ GPa} = 206 \times 10^9 \text{ N/m}^2 = 206 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$$

$$f = \frac{M_x L^2}{10EI_x} = \frac{1791.4 \times 10^6 \times (12 \times 10^3)^2}{10 \times 206 \times 10^3 \times 37.45367 \times 10^9} = 3.34 \text{ mm}$$

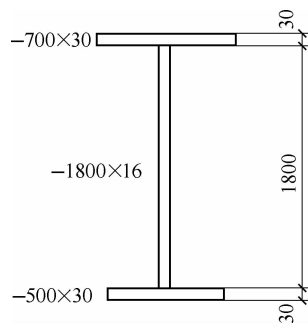


图 6.4.8

真题**【6.4.9】** (2005 年一级考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

胶带机通廊悬挂在厂房框架上, 通廊宽 8m, 两侧为走道, 中间为卸料和布料设备, 结构布置如图 6.4.9 所示。图中符号: B1 横梁, B2 简支平台梁, B3 简支轨道梁, B4 吊杆。通廊结构采用 Q235B 钢。

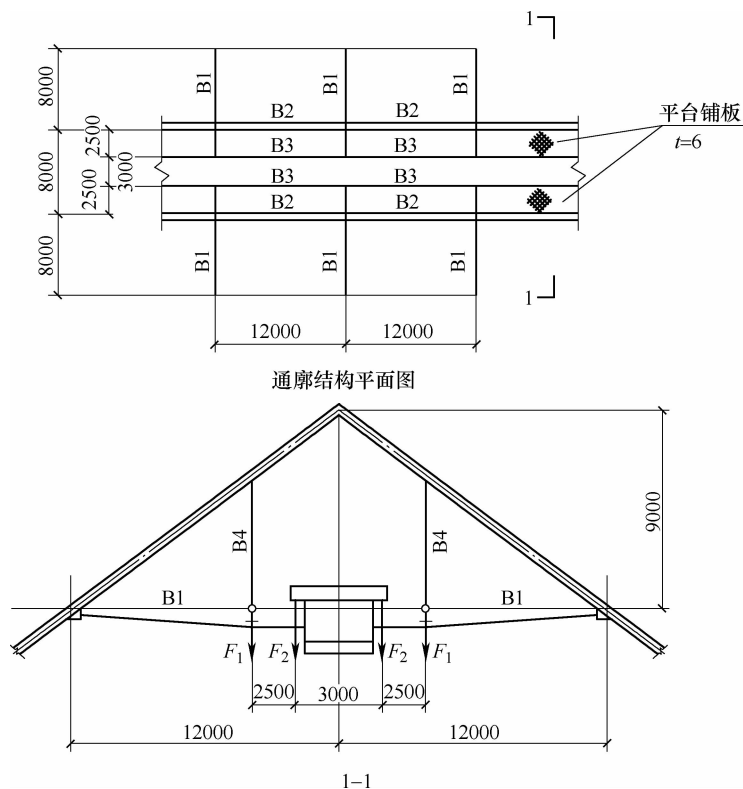


图 6.4.9

已知简支平台梁 (B2) 承受均布荷载, 其最大弯矩标准值 $M_x = 135 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 采用热轧 H 型钢 H400 $\times$ 200 $\times$ 8 $\times$ 13 制作, $I_x = 23700 \times 10^4 \text{ mm}^4$ 。试问, 该梁的挠度值 (mm), 应与下列何项数值最为接近?

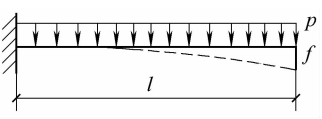
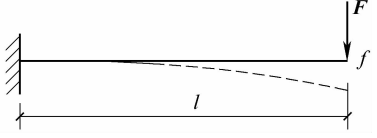
- (A) 30 (B) 42 (C) 60 (D) 83

【答案】 (B)**【解答】** 简支梁的最大弯矩为跨中截面弯矩

$$f = \frac{M_x l^2}{10EI_x}, \quad M_x = 135 \text{ kN} \cdot \text{m} = 135 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}, \quad E = 206 \text{ GPa} = 206 \times 10^9 \text{ N/m}^2 = 206 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$$

$$f = \frac{135 \times 10^6 \times (12 \times 10^3)^2}{10 \times 206 \times 10^3 \times 0.237 \times 10^9} = 39.8 \text{ mm}$$

四、悬臂梁自由端挠度

全跨均布荷载	悬臂梁自由集中荷载
	
$f = \frac{ql^4}{8EI}$	$f = \frac{Pl^3}{3EI}$

真题

【6.4.10】 (2010 年一级考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

某钢筋混凝土不上人屋面挑檐剖面如图 6.4.10 所示。假设挑檐根部按荷载效应标准组合计算的弯矩 $M_k = 15.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 按荷载效应标准永久组合计算的弯矩 $M_q = 14.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 荷载效应标准组合作用下受弯构件的短期刚度 $B_s = 2.6 \times 10^{12} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$, 考虑荷载长期作用对挠度增大的影响系数 $\theta = 1.9$ 。试问, 该悬挑板的最大挠度 (mm) 与下列何项数值最为接近?

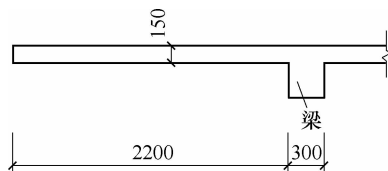


图 6.4.10

- (A) 8 (B) 13 (C) 16 (D) 26

【答案】 (B)

【解答】 根据《混凝土结构设计规范》3.4.3 条, “钢筋混凝土受弯构件的最大挠度应按荷载效应的准永久组合计算……并均考虑荷载的长期作用的影响进行计算, ……”。

根据《混凝土结构设计规范》7.2.2 条, “……受弯构件考虑荷载长期作用影响的刚度 B , 采用准永久组合时, 由式 (7.2.2-2) 计算”:

$$B = B_s / \theta = 2.6 \times 10^{12} / 1.9 = 1.37 \times 10^{12} \text{ N} \cdot \text{mm}^2 = 1.37 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{m}^2$$

悬挑端挠度:

$$f = \frac{ql^4}{8B} = \frac{M_q l^2}{4B}, \text{ 其中 } M_q = \frac{ql^2}{2}$$

$$f = \frac{14.0 \times 10^3 \times 2.2^2}{4 \times 1.37 \times 10^6} = 12.36 \times 10^{-3} \text{ m} = 12.36 \text{ mm}$$

真题

【6.4.11】 (2006 年二级考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

某现浇钢筋混凝土室外楼梯, 楼梯的结构平面图与剖面图如图 6.4.11 所示。由踏步板和平台板组成的楼梯板 TB-1 的计算简图如图 6.4.12 所示。

已知: 楼梯平台板在荷载效应标准组合作用下的刚度 $B_s = 3.3 \times 10^{12} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$ 。已知每米宽的踏步板和平台板沿水平投影方向折算均布荷载的标准值分别为: 恒荷载 $g_1 = 7.5 \text{ kN/m}$, $g_2 = 5.0 \text{ kN/m}$; 活荷载 $q_1 = q_2 = 2.5 \text{ kN/m}$ 。

当不考虑平台梁的扭转变形, 只考虑板在竖向荷载作用下的变形时, 试问, 平台板的最大挠度 f (mm) 与下列何项数值最为接近?

第七章 竖向荷载作用下连续梁和框架的内力计算

第一节 结构的刚度

一、刚度和柔度的定义

在结构分析中，力和位移起着关键的作用。力和位移之间相互的关系是：力是位移的起因，位移表明力的存在，二者有着互为因果的关系。

例如，图 7.1.1a 所示的悬臂梁受到 P 力作用，在作用点处，沿着力的方向，梁产生了 Δ 的线位移。如果结构是线弹性体系，位移与荷载成正比增加，则荷载和位移之间的关系曲线是一条直线，如图 7.1.1c 所示，直线的斜率 K 作为刚度，得出其计算式为

$$K_{\text{移}} = \frac{P}{\Delta}$$

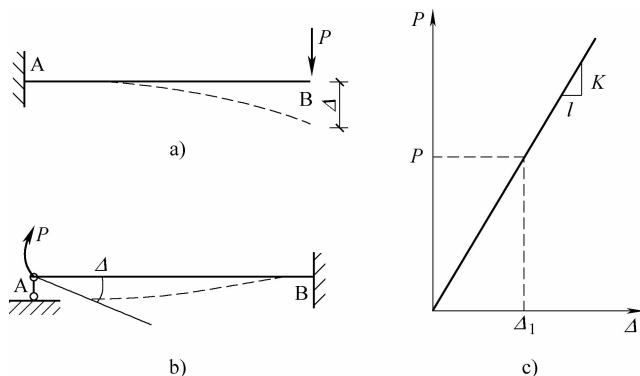


图 7.1.1

图 7.1.1b 所示单跨超静定梁，A 截面在力矩 P 作用下转动了角位移 Δ ，位移曲线如图中虚线所示，则该梁 A 截面的转动刚度为

$$K_{\text{转}} = \frac{P}{\Delta}$$

结构或构件刚度的一般表达式可写为

$$K = \frac{P}{\Delta} \quad (7.1.1)$$

式中， P 、 Δ 、 K 都是广义的，当 P 为力时， Δ 即为沿力的方向产生的线位移， K 即为沿该方向的移动刚度。当 P 为力偶时， Δ 即为沿力矩方向的转动角度， K 即为该方向的转动刚度。

式 (7.1.1) 既为结构或构件刚度的定义式, 又是结构或构件刚度的计算式。它表明结构或构件对应某位移的刚度 K , 等于该处、该方向所作用的力与所产生的对应位移的比值。显然, 在线弹性范围内, 由于位移 Δ 与力 P 成正比, 故刚度为常数。如图 7.1.1c 所示曲线的斜率即为刚度 K 。在非弹性范围内, 刚度则为变量。

刚度给出了与一组给定位移相联系的力的一种度量。对杆件结构来说刚度最基本的定义是杆件 (结构) 在力所作用的点产生单位变形位移时所需的作用力。反映的是杆件抵抗变形的能力。

工程上也常用到柔度 δ 的概念。柔度与刚度相反, 定义为在单位力作用下杆件产生的变形 (或位移), 柔度与刚度互为倒数

$$\delta = \frac{1}{K} \quad (7.1.2)$$

一旦刚度被确定之后, 则式 (7.1.1) 可写成下面的形式

$$P = K\Delta \quad (7.1.3)$$

式 (7.1.3) 说明, 对刚度较大的物体使之产生相同位移需要使用较大的力。或者给出另一种表达形式为

$$\Delta = \frac{P}{K} \quad (7.1.4)$$

式 (7.1.4) 说明, 当外力一定时, 物体的位移与它的刚度成反比。

刚度这个概念将贯穿结构分析的整个过程。无论是对结构进行定性分析, 还是对结构进行精确的定量分析, 都将经常用到刚度这个概念。下面就分别对结构设计中常用到的截面刚度、构件刚度、结构刚度等概念作些说明。

二、截面的弯曲刚度 EI

刚度是产生单位变形所需要的力。这里所指的“变形”和“力”都是广义的, “变形”可以是轴向变形、应变、曲率、剪切角、扭转角等, 相对应的“力”可以是轴力、应力、弯矩、剪力或扭矩等。与之相应的有轴向刚度、弯曲刚度、剪切刚度等。

在杆件的各类基本变形中, 弯曲变形因其变形量较大, 与其他变形相比, 往往占主导地位。因此, 研究抗弯刚度便尤为重要。

抗弯刚度是产生单位转角所需的弯矩, 量纲为力矩/转角。设有一单元体长为 l 、截面惯性矩为 I 、弹性模量为 E 的等截面直杆, 此直杆如图 7.1.2a 所示, 在杆的两端施加一对大小相等、方向相反的力矩, 使直杆发生纯弯曲变形, 两端截面产生相对转角为 φ , 轴线上各点曲率半径为 ρ , 如图 7.1.2b 所示。由材料力学知纯弯曲情况下, 梁的中性层上的曲率为

$$\frac{M}{EI} = \frac{1}{\rho} \quad (7.1.5)$$

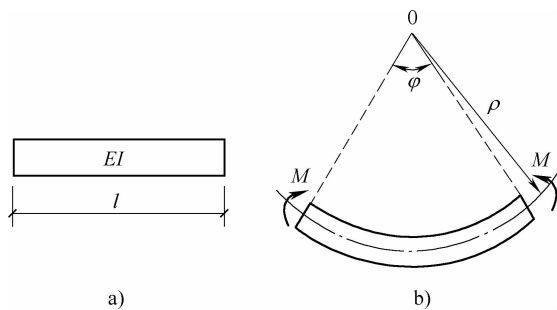


图 7.1.2 直杆的纯弯曲
变形与弯曲刚度 EI

或

$$EI = \frac{M}{\frac{1}{\rho}} \quad (7.1.6)$$

式中 ρ ——构件变形后该处截面的曲率半径；

$\frac{1}{\rho}$ ——构件变形后该处截面的曲率，曲率越大，表示弯曲越厉害。

可见，截面的弯曲刚度 EI 即使截面产生单位曲率所需要施加的弯矩，它与构件长短无关。

截面刚度是指杆件截面处微段产生单位应变所需的相应内力，与杆件长度无关。

三、杆件刚度

对于长度比截面两个方向的尺寸均要大很多的构件通常称为杆件。杆件刚度通常是指杆件在其特定方向上引起单位位移所需的特定的力。杆件的各类变形中相比之下弯曲变形较大，剪切变形和轴向变形的影响很小，常可以忽略不计，而只计弯曲变形。现主要研究弯曲刚度。

1. 线刚度

对长度相同的杆件， EI 值越大，杆件抗弯能力越强。对长度不相同的杆件，情况就会发生变化。现在来讨论如图 7.1.3 所示的情况，当节点 A 作用一力矩 M 时，AB 和 AC 杆的 A 端转动同样的转角，其所抵抗的力矩各为多少？像这样涉及同一节点上各杆截面抗弯刚度 EI 值的情形时，单纯地用截面的 EI 值不足以说明各杆件所能拥有的抗弯能力，如两杆的 EI 值相同，但杆 AC 的长度大大长于杆 AB，显然 AC 杆将更容易弯曲，抵抗不了多少外力矩。可见杆件的抗弯刚度还与其长度有关。这里要引入一个线刚度的概念。

线刚度一般用 i 表示，定义为

$$i = \frac{EI}{l} \quad (7.1.7)$$

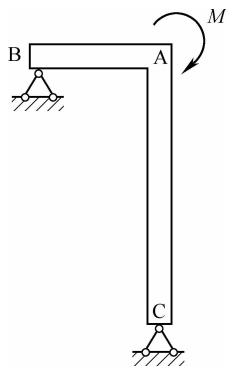


图 7.1.3

我们可以从杆件的抗弯刚度定义直接得出式 (7.1.7)。在图 7.1.2 中，由 $l = \rho\varphi$ 得 $\frac{1}{\rho} = \frac{\varphi}{l}$ ，代入式 (7.1.5) 可得

$$\frac{\varphi}{l} = \frac{M}{EI}$$

故得杆两端截面相对角位移

$$\varphi = \frac{Ml}{EI}$$

再代入刚度一般表达式 (7.1.1)，可得

$$K_{\text{弯}} = \frac{P}{\Delta} = \frac{M}{\varphi} = \frac{EI}{l}$$

这就是等截面直杆单位长度的抗弯刚度，通常又把它叫做线刚度。

杆的线刚度 $i = \frac{EI}{l}$ 是衡量各杆抗弯能力的重要标志, 线刚度与乘积 EI 成正比, 与杆件长度 l 成反比。

杆件的线刚度概念在决定汇交于刚节点上诸杆各自的抗弯能力时有重要的应用。比如一个两跨单层刚架, 当横梁的线刚度 $i_{\text{梁}}$ 为柱线刚度 $i_{\text{柱}}$ 的 20 倍以上时, 横梁的跨中弯矩较大, 而支座弯矩很小, 如图 7.1.4a 所示, 相当于两端与柱铰接。当 $i_{\text{梁}}$ 为 $i_{\text{柱}}$ 的 $1/20$ 以下时, 梁的跨中弯矩较小, 而支座弯矩较大, 如图 7.1.4b 所示, 相当于两端固定支座。

当 $i_{\text{梁}}$ 与 $i_{\text{柱}}$ 之比在 $20 \sim 1/20$ 之间时, 这时梁的跨中弯矩和支座弯矩将不同程度地变化, 柱也将发生内力上的变化, 如图 7.1.4c 所示。当 $i_{\text{梁}}/i_{\text{柱}} \approx 20$ 时, 梁对柱的约束可近似看成固端, 而当 $i_{\text{梁}}/i_{\text{柱}} \approx 1/20$, 则梁对柱的约束可近似看作铰接。

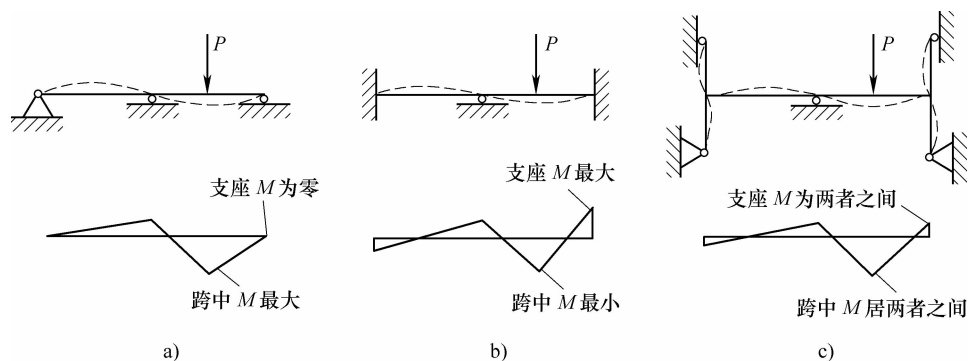


图 7.1.4 梁、柱线刚度比不同时梁的弯矩图的变化

a) 强梁弱柱时 b) 强柱弱梁时 c) 梁、柱刚度介中

当我们只关心连续梁或刚架每一根杆件的相对变形大小, 而不关心其实际上的变形大小时, 或者只关心相连的每一根杆件在抵抗外力过程中各自能承担实际外力的比例时, 经常用到的往往是杆件的线刚度 i 的相对值, 即如果任选其中的一根杆件的线刚度 i 为 1, 其他各杆可通过比值求出各自的相对值。

2. 一些常用的杆件刚度

杆件刚度除与材料、截面和杆长 l 有关外, 还与其两端的约束情况有关。

如图 7.1.5 所示的悬臂柱由结构力学知, 在柱顶水平力作用下的位移为 $\Delta = \frac{Ph^3}{3EI}$; 在柱顶单位水平力作用下的位移为 $\delta = \frac{h^3}{3EI}$, 称为柔度, 则产生柱顶单位水平位移所需的力 $\frac{1}{\delta} = \frac{3EI}{h^3} = \frac{3i}{h^2}$, 称为该柱柱顶水平位移的刚度 K 。

如图 7.1.6 所示一承受均布荷载的简支梁也是一个杆件, 若只考虑弯曲变形, 其跨中挠度 $\Delta = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI}$, 在单位均布荷载下的跨中挠度 $\delta = \frac{5}{384} \frac{L^4}{EI}$, 称为柔度, 则产生单位跨中挠度所需施加的均布荷载 $\frac{1}{\delta} = \frac{384}{5} \frac{EI}{L^4} = \frac{384}{5} \frac{i}{L^3}$, 即为简支梁在均布荷载作用下的中点位移刚度。

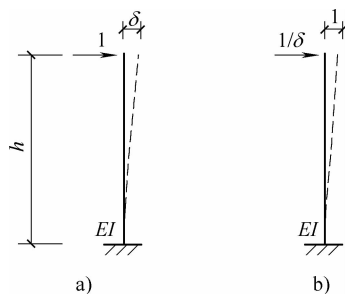


图 7.1.5 悬臂柱的抗侧移刚度
a) 结构柔度 δ b) 结构刚度 $K = 1/\delta$

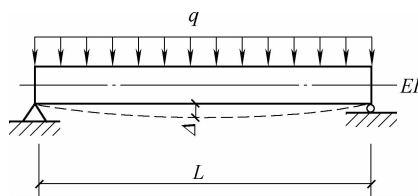


图 7.1.6 简支梁在均布荷载作用下的变形

从上述两例可见，杆件的刚度除材料、截面、杆长外尚与杆件支承条件以及特定的变形有关。表 7.1.1 列出在不同支承条件下，杆端产生单位位移时在超静定等截面直杆内产生的变形曲线和杆端内力。表中，弯矩符号规定：杆端弯矩以顺时针为（+），反之为（-）；剪力仍是以所在截面产生顺时针转动趋势为（+），反之为（-）；转角及弦转角（ φ/l ）均以顺时针为（+）。

表 7.1.1 单位位移在等截面单跨超静定梁中产生的杆端内力

序号	变形图	弯矩图	M_{AB}	M_{BA}	V_{AB}	V_{BA}
1			$4i$	$2i$	$-\frac{6i}{l}$	$-\frac{6i}{l}$
2			$-\frac{6i}{l}$	$-\frac{6i}{l}$	$\frac{12i}{l^2}$	$\frac{12i}{l^2}$
3			$3i$	0	$-\frac{3i}{l}$	$-\frac{3i}{l}$
4			$-\frac{3i}{l}$	0	$\frac{3i}{l^2}$	$\frac{3i}{l^2}$
5			i	$-i$	0	0

注： $i = \frac{EI}{l}$ 为杆件的线刚度。

表内数值也称“形常数”，即刚度系数。

3. 杆件的转动刚度 S

转动刚度是指使杆端产生单位转角所需施加的力矩。它体现杆端对转动的抵抗能力，如 AB 杆的 A 端转动刚度则用 S_{AB} 表示。

表 7.1.1 的 1、3、5 项列出等截面直杆，当杆端出现单位转动位移时的变形曲线和杆端内力，根据力和位移的关系可以确定杆件的转动刚度。

应当着重说明如下：

1) S_{AB} 表示，A 点是施力端，B 点为远端。当远端为不同支承情况时， S_{AB} 的数值也不相同。图 7.1.7 表示远端不同支承情况及其相应的 S_{AB} 值。

2) S_{AB} 是指施力端没有线位移条件下的转动刚度。图中 A 端画成固定铰支座，目的在于强调 A 端只能转动，不能移动。由此可见，等截面直杆的转动刚度与该杆的线刚度 $i = \frac{EI}{l}$ 和远端的支承情况有关。

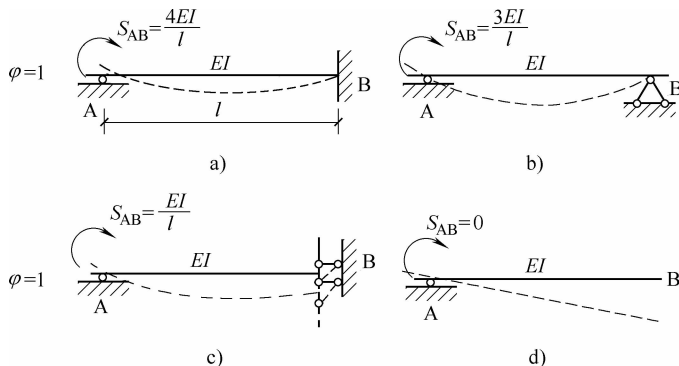


图 7.1.7 杆件的转动刚度与它的远端支承方式关系图

图 7.1.7 的含义如下：

1) 当远端 B 为固定支座时，AB 杆 A 端的转动刚度为

$$S_{AB} = 4i \quad (7.1.8)$$

2) 当远端 B 为铰支座时，AB 杆 A 端的转动刚度为

$$S_{AB} = 3i \quad (7.1.9)$$

3) 当远端 B 为滑动支座时，AB 杆 A 端的转动刚度为

$$S_{AB} = i \quad (7.1.10)$$

4) 当远端 B 为自由端时，AB 杆 A 端的转动刚度为

$$S_{AB} = 0 \quad (7.1.11)$$

也可以把 A 端看作转动（但不能移动）的刚节点；这时 S_{AB} 就代表当刚节点产生单位转角时在杆端引起的杆端弯矩。

4. 杆件的侧移刚度 d

表 7.1.1 第 2、4 项列出等截面直杆当两端出现垂直于杆轴的单位相对线位移时的变形曲线和杆端内力。对应的剪力即杆的侧移刚度。

竖立柱的侧移刚度 d 是使柱顶产生单位水平位移时在柱顶所施加的水平力，故

$$d = \frac{V}{\Delta} \quad (7.1.12)$$

式中 V ——施加在柱顶上的水平力；

Δ ——柱顶的水平位移。

显然，柱的侧移刚度取决于柱子本身的线刚度 EI/h 及其两端的约束情况，一般取决于梁对柱的约束，即取决于梁柱的刚度比。梁刚度越大，梁柱刚度比越大，使柱子产生单位水平位移所需要的水平力越大，因而侧移刚度 d 越大。

如图 7.1.8a、b 所示两立柱，当柱顶有单位侧移时所引起的剪力或所需施加的外力 d ，即为柱的侧移刚度。图 7.1.8a 为上下端梁柱刚度比均很大，上端为只能移动不能转动， $d = \frac{12i}{h^2}$ 。图 7.1.8b 为上端

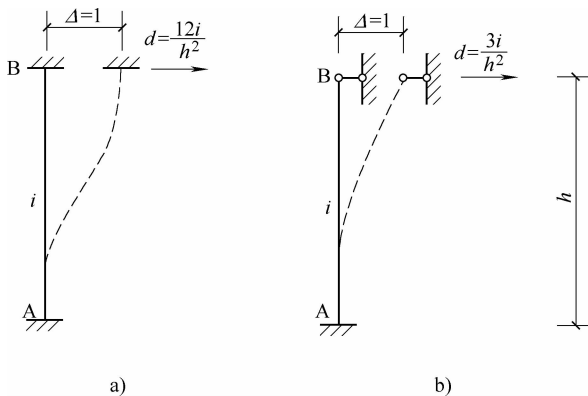


图 7.1.8

刚节点的梁刚度很小，即下端固定上端为铰支， $d = \frac{3i}{h^2}$ 。

四、杆件侧移的刚度叠加和柔度叠加

图 7.1.9a、b 所示为一组平行柱，各柱的一端为固定，另一端由刚性横梁连在一起，这种连接方式称为并联。显然，并联特点是各杆侧移相等。并联各柱的总侧移刚度为各柱侧移刚度之和， $d_{\text{并}} = \sum d_i$

图 7.1.10a、b 所示为一组柱彼此串联的情况，各柱两端转角均设为零。设在顶点作用有水平力 P ，则各柱剪力都等于 P 。串联的特点是各杆受力相同，串联各柱的总侧移为各柱侧移之和（ d_i 为各杆侧移刚度）

$$\Delta = \frac{Ph_1^2}{12i_1} + \frac{Ph_2^2}{12i_2} + \cdots = \frac{P}{d_1} + \frac{P}{d_2} + \cdots = P \left(\frac{1}{d_1} + \frac{1}{d_2} + \cdots \right)$$

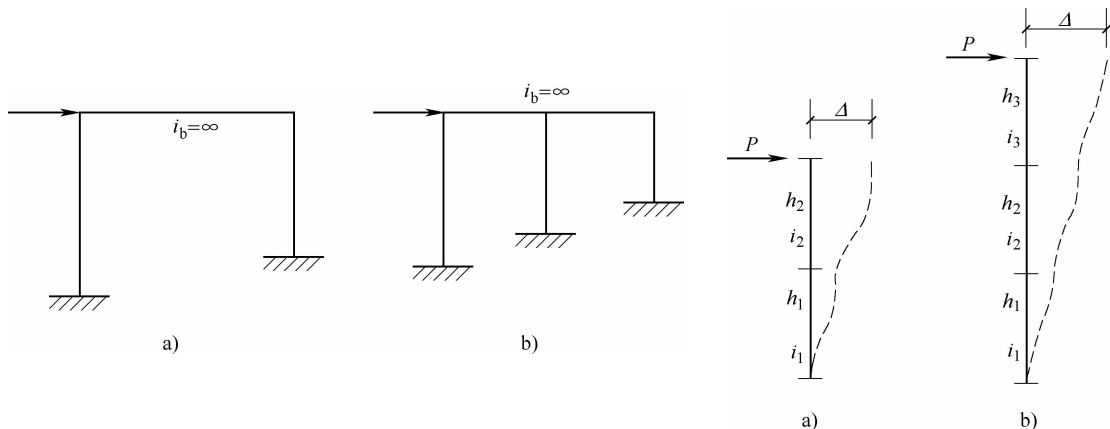


图 7.1.9

图 7.1.10

即

$$P = \frac{1}{\sum \frac{1}{d_i}} \Delta$$

故串联各柱的总侧移刚度为

$$d_{\text{串}} = \frac{1}{\sum \frac{1}{d_i}}$$

【7.1.1】 复式刚架的构件刚度

要求: 计算如图 7.1.11a 所示复式刚架的总侧移刚度。图中柱侧所示为柱线刚度相对值。

【解答】 图 7.1.11a 所示的柱 BD 与 CE 彼此并联，并联后可用图 7.1.11b 所示的柱 B'D' 表示，柱 B'D' 的侧移刚度等于柱 BD 与 CE 并联后的总刚度，即

$$d'_2 = 2 \times \frac{12i_2}{h_2^2} = 2 \times \frac{12 \times 2}{4^2} = 3$$

同样，图 7.1.11a 所示的柱 DG 与 EH 并联后可用图 7.1.11b 所示的柱 D'G' 表示，其侧移刚度为 $d'_3 = 2 \times \frac{12 \times 2}{3^2} = 5.33$ 。

图 7.1.11b 所示的柱 B'D' 与 D'G' 彼此串联，串联后可用图 7.1.12 所示的柱 B''G'' 表示，其侧移刚度可按串联公式求得： $d''_{\text{BG}} = \frac{1}{\frac{1}{3} + \frac{1}{5.33}} = 1.92$ 。

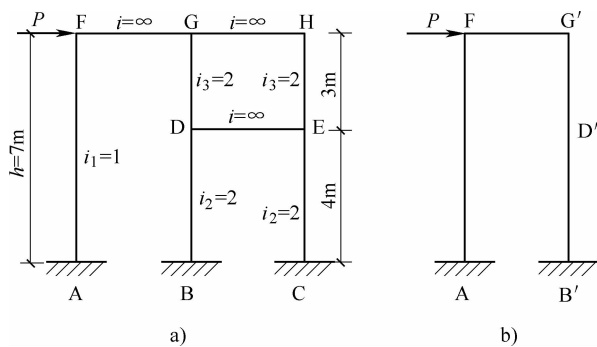


图 7.1.11

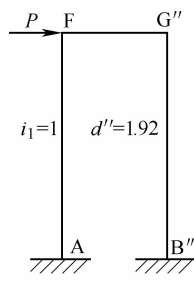


图 7.1.12

以上经过并联和串联，图 7.1.11a 所示的复式刚架已经转化为图 7.1.12 所示的等效简单刚架。柱 AF、B''G' 按并联公式计算，刚架总侧移刚度为

$$d_{\text{总}} = \frac{12i_1}{h_1^2} + d''_{\text{BG}} = \frac{12 \times 1}{7^2} + 1.92 = 2.16$$

五、结构刚度

结构刚度是指由杆件组成的构件、计算单元（如排架、刚架）或结构整体的某个特定刚度，反映结构整体抵抗变形（位移）的能力。除了与组成结构构件的材料、截面有关外，与杆件间的连接（节点构造）、杆件的布置、体系的组成有关，从而其内力计算方法也有差异。例如在砌体结构中按结构的上述差异可分有按刚性方案、刚弹性方案、弹性方案计算之别。

对于结构中的某一个部分, 相对于某一特定的变形 (位移) 也有其相应的刚度, 现就节点的转动刚度和层间的侧移刚度讨论如下。

1. 节点的转动刚度

如图 7.1.13 所示, 三杆 AB、AC 和 AD 由刚节点 A 连接在一起, 设 B 端为固定支座, C 端为滑动支座, D 端为铰支座。

当节点发生一单位转角 $\theta = 1$ 所需的总力矩称为节点的转动刚度, 等于与节点相连接的各个杆件在节点端的转动刚度之和, 用 S 表示。

设有外力 M 加于节点 A, 使节点 A 产生转角 θ_A , 然后达到平衡, 试求杆端弯矩 M_{AB} 、 M_{AC} 及 M_{AD} 。

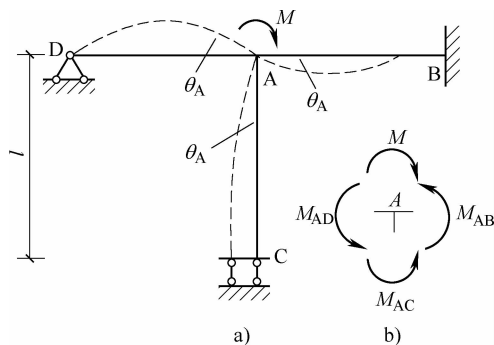


图 7.1.13

由转动刚度的定义可知

$$\left. \begin{aligned} M_{AB} &= S_{AB} \cdot \theta_A = 4i_{AB} \cdot \theta_A \\ M_{AC} &= S_{AC} \cdot \theta_A = i_{AC} \cdot \theta_A \\ M_{AD} &= S_{AD} \cdot \theta_A = 3i_{AD} \cdot \theta_A \end{aligned} \right\}$$

利用节点 A (图 7.1.13b) 的平衡方程 $\sum M = 0$, 得

$$M = S_{AB}\theta_A + S_{AC}\theta_A + S_{AD}\theta_A$$

因而得到 A 节点的转角为

$$\theta_A = \frac{M}{S_{AB} + S_{AC} + S_{AD}} = \frac{M}{\sum S}$$

其中 $\sum S$ 表示各杆 A 端转动刚度之和, 即为节点的转动刚度

$$S_A = \sum S = \frac{M}{\theta_A} \quad (7.1.13)$$

节点的转动刚度是以节点为研究对象, 确定杆件转动刚度在节点转动刚度中的比例, 据此来分配各杆端弯矩, 这就是力矩分配法的基本思路。

2. 层间的侧移刚度

对于如图 7.1.14a 所示一个楼层, 设楼盖简化为刚性横梁, 层间发生一单位相对位移 $\Delta = 1$, 所需的总剪力称为层间侧移刚度。图 7.1.14b 为其弯矩图。取横梁为隔离体, 如图 7.1.14c 所示, d_1 、 d_2 为各柱的剪力, 亦为各柱的侧移刚度。 $\sum X = 0$, 可得

$$P = \sum_{i=1}^n d_i \quad (7.1.14)$$

即楼层的层间侧移刚度, 等于该楼层各立柱侧移刚度之总和。

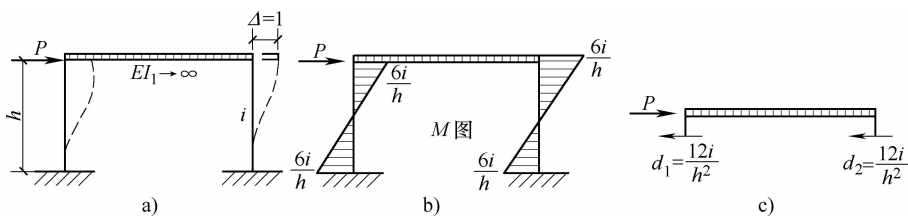


图 7.1.14

层间侧移刚度是以同一楼层各柱作为研究对象,研究层间侧移刚度与各柱侧移刚度之间的关系。利用各柱侧移刚度与层间侧移刚度的比值 $\frac{d_i}{\sum_{i=1}^n d_i}$ 来决定同一楼层中各柱应承担的剪力。

这就是剪力分配法的基本思路。

第二节 力矩分配法

一、力矩分配法的三要素 (转动刚度、分配系数、传递系数)

设有如图 7.2.1a 所示的单节点刚架,其上各杆件均为等截面直杆。在一般忽略杆件轴向变形的情形下,该节点不发生线位移而只能有角位移。设在该节点 1 作用一集中力矩 M ,有三杆相交于点 1。三杆的远端分别为铰接、固接和滑动支座。规定杆端弯矩与节点力矩 (外力矩) 均以顺时针为正,正号杆端弯矩反作用在节点隔离体,为逆时针方向。

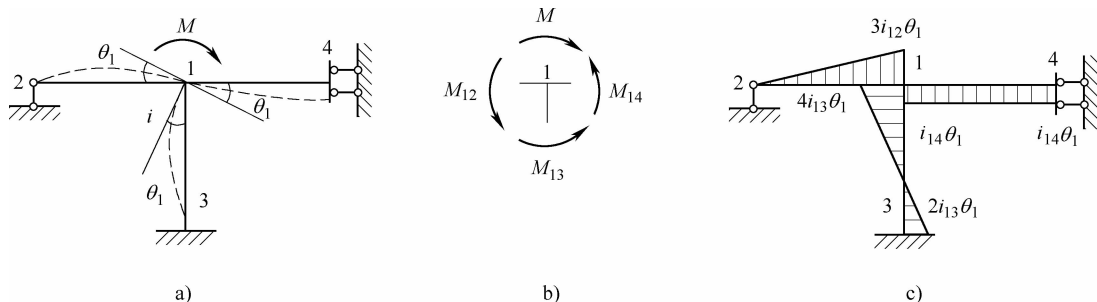


图 7.2.1

(一) 转动刚度 S

1. 杆端的转动刚度 S_{1k}

$1k$ 杆 1 端的转动刚度表示在 $1k$ 杆的 1 端产生一单位转角时,在该杆端所需作用的弯矩。它反映了杆件杆端抵抗转动的能力。它的值取决于杆件的线刚度 i 和杆件另一端的支承情况。例如, 12 杆的远端是铰支端, $S_{12} = 3i$; 13 杆的远端是固定端, $S_{13} = 4i$; 14 杆的远端是滑动支座, $S_{14} = i$ 。

2. 节点的转动刚度 $\sum_{(1)} S_{1k}$

$\sum_{(1)} S_{1k}$ 表示汇交于节点 1 所有杆件在 1 端的转动刚度之和,称为节点转动刚度。其含义是使节点发生一单位转角 $\theta = 1$ 所需的总力矩。

(二) 分配系数 μ

在 M 作用下,节点 1 产生转角位移 θ_1 。由上节所述的杆端转动刚度的定义可以写出各杆端弯矩 (θ_1 尚为未知)。

和节点 1 相交的各杆端弯矩,称近端弯矩,查表 7.1.1 知:

$$\left. \begin{aligned} M_{12} &= 3i_{12}\theta_1 \\ M_{13} &= 4i_{13}\theta_1 \\ M_{14} &= i_{14}\theta_1 \end{aligned} \right\} \quad (\text{a})$$

$$M_{12} + M_{13} + M_{14} = M \quad (\text{b})$$

式 (b) 说明: 汇交于刚节点 1 的各杆杆端弯矩之和等于刚节点上的外力矩 M ; 或者说, 刚节点 1 的外力矩 M 由汇交于该刚节点各杆杆端“承担”。将式 (a) 代入式 (b)。解得

$$\theta_1 = \frac{M}{3i_{12} + 4i_{13} + i_{14}} \quad (\text{c})$$

将 θ_1 代回式 (a) 和式 (b), 即可求出各杆的杆端弯矩值如下:
近端弯矩

$$\left. \begin{aligned} M_{12} &= \frac{3i_{12}}{3i_{12} + 4i_{13} + i_{14}} M \\ M_{13} &= \frac{4i_{13}}{3i_{12} + 4i_{13} + i_{14}} M \\ M_{14} &= \frac{i_{14}}{3i_{12} + 4i_{13} + i_{14}} M \end{aligned} \right\} \quad (\text{d})$$

式 (d) 中的各杆近端弯矩可统一写成

$$M_{1k} = \frac{S_{1k}}{\sum S_{1k}} M = \mu_{1k} M \quad (7.2.1)$$

$$\mu_{1k} = \frac{S_{1k}}{\sum S_{1k}} \quad (7.2.2)$$

μ_{1k} 称为力矩分配系数。是汇交于节点 1 的 $1k$ 杆 1 端的分配系数, 等于该杆 1 端的转动刚度 S_{1k} 与该节点的转动刚度 $\sum S_{1k}$ 之比值。而 $\sum \mu_{1k} = 1$, 即汇交于同一节点各杆的分配系数之和应等于 1, 体现了节点的平衡条件。

(三) 传递系数 C

在 M 作用下, 节点 1 产生转角位移 θ_1 后。

远离节点 1 的各杆另端的弯矩, 称远端弯矩, 查表 7.1.1 知:

$$\begin{aligned} M_{21} &= 0 \\ M_{31} &= 2i_{13}\theta_1 \\ M_{41} &= -i_{14}\theta_1 \end{aligned}$$

将 θ_1 代入上式得远端弯矩

$$\left. \begin{aligned} M_{21} &= 0 \\ M_{31} &= \frac{1}{2} \left(\frac{4i_{13}}{3i_{12} + 4i_{13} + i_{14}} M \right) \\ M_{41} &= - \left(\frac{i_{14}}{3i_{12} + 4i_{13} + i_{14}} M \right) \end{aligned} \right\} \quad (\text{e})$$

式 (e) 中的各杆远端弯矩可统一写成

$$M_{kl} = C_{lk} M_{lk} \quad (f)$$

式中 C_{lk} —— lk 杆 l 端向 k 端的传递系数。

传递系数即表示当杆件近端（与节点相交端）发生转角时，远端（远离节点的杆件另一端）弯矩与近端弯矩的比值。对于不同的远端支承情况，相应的传递系数也不同。数值如下：

$$\begin{array}{ll} \text{远端为固定支座} & C = \frac{1}{2} \\ \text{远端为滑动支座} & C = -1 \\ \text{远端为铰支座} & C = 0 \end{array}$$

二、单节点的力矩分配运算

力矩分配的概念就是将节点上作用的力矩，按节点连接的各杆杆端转动刚度所占比例，即分配系数分配到各杆杆端。但是一般结构作用的杆上荷载，均非节点力矩，需要分解为约束-放松两种情况，然后再叠加的方法，转化为力矩分配问题。

以图 7.2.2 所示的两跨连续梁为例，说明下述计算步骤，即“先锁后松再叠加”。

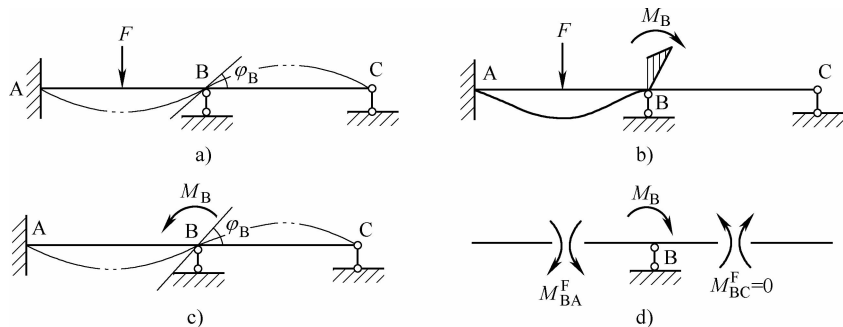


图 7.2.2

1. “先锁”——固定节点，求约束力矩

先在本来能发生转角位移的节点 B（图 7.2.2a）假想施加一能阻止其转动的附加刚臂“”，把连续梁分解为 B 端为固定端的两根单跨梁，然后将荷载加上，如图 7.2.2b 所示。算出汇交于 B 节点各杆端的固端弯矩后，利用力矩平衡条件，求出汇交于节点 B 各杆件的固端弯矩之和即为附加刚臂给予节点的约束力矩（也称不平衡力矩） M_B ，如图 7.2.2d 所示，即 $M_B = M_{BC}^F + M_{BA}^F$ 。约束力矩规定以顺时针转向为正。

2. “后松”——放松节点，求分配弯矩和传递弯矩

实际结构节点 B 处并没有附加刚臂，也不存在约束力矩，为了使 B 点恢复到原来的状态（图 7.2.2a），即让节点 B 出现转角 φ_B ，约束力矩应由 M_B 回复到零，就相当于在节点 B 加一个与它反向的力矩 $-M_B$ （注意反向力矩荷载 M 也以顺时针为正），如图 7.2.2c 所示，在力矩 $-M_B$ 作用下，节点 B 处各杆近端有分配弯矩 M_{BA}^u 和 M_{BC}^u ；同时在远端 A 处有传递弯矩 M_{AB}^C 。杆端弯矩以顺时针为正，反之为负。

3. “叠加”——叠加得到实际杆端弯矩

结构的实际受力状态，为以上两种情况的叠加。将第 1 步中各杆端的固端弯矩分别和第 2 步中各杆端的分配弯矩或传递弯矩叠加（即把图 7.2.2b、c 两种情况叠加），得各杆端的实际

变形和受力状态。例如 $M_{BA} = M_{BA}^F + M_{BA}^u$ 等。

这就是力矩分配法的基本运算。

三、等截面单跨超静定梁的固端内力

由杆端位移及各种荷载情况引起的等截面单跨超静定梁的固端弯矩和剪力可以从表 7.2.1 中查到。

表 7.2.1 等截面单跨超静定梁杆端形常数、载常数表 $i_{ab} = EI/l_{ab}$

图号	简 图	弯矩图 (绘在受拉边缘)	杆端弯矩		杆端剪力	
			M_{ab}	M_{ba}	V_{ab}	V_{ba}
1			$4i_{ab} = S_{ab}$	$2i_{ab}$	$-\frac{6i_{ab}}{l}$	$-\frac{6i_{ab}}{l}$
2			$-\frac{6i_{ab}}{l}$	$-\frac{6i_{ab}}{l}$	$\frac{12i_{ab}}{l^2}$	$\frac{12i_{ab}}{l^2}$
3			$3i_{ab} = S_{ab}$	0	$-\frac{3i_{ab}}{l}$	$-\frac{3i_{ab}}{l^2}$
4			$-\frac{3i_{ab}}{l}$	0	$\frac{3i_{ab}}{l^2}$	$\frac{3i_{ab}}{l^2}$
5			$i_{ab} = S_{ab}$	$-i_{ab}$	0	0
6			$-i_{ab}$	$i_{ba} = S_{ab}$	0	0
7			$-\frac{Pab^2}{l^2}$ 当 $a=b$ 时 $-\frac{Pl}{8}$	$+\frac{Pa^2b}{l^2}$ $\frac{Pb}{8}$	$\frac{Pb^2}{l^2}\left(1+\frac{2a}{l}\right)$ 当 $a=b$ 时 $\frac{P}{2}$	$-\frac{Pa^2}{l^2}\left(1+\frac{2b}{l}\right)$ $-\frac{P}{2}$
8			$-\frac{ql^2}{12}$	$\frac{ql^2}{12}$	$\frac{ql}{2}$	$-\frac{ql}{2}$

(续)

图号	简图	弯矩图 (绘在受拉边缘)	杆端弯矩		杆端剪力	
			M_{ab}	M_{ba}	V_{ab}	V_{ba}
9			$-\frac{q_0 l^2}{30}$	$\frac{q_0 l^2}{20}$	$\frac{3q_0 l}{20}$	$-\frac{7q_0 l}{20}$
10			$\frac{mb}{l^2} \times (2l - 3b)$	$\frac{ma}{l^2} \times (2l - 3a)$	$-\frac{6ab}{l^3} m$	$-\frac{6ab}{l^3} m$
11			$-\frac{Pb(l^2 - b^2)}{2l^2}$ 当 $a = b$ $-\frac{3PL}{16}$	0	$-\frac{Pb(3l^2 - b^2)}{2l^3}$ 当 $a = b$ $\frac{11P}{16}$	$-\frac{Pa^2(3l - a)}{2l^3}$ $-\frac{5P}{16}$
12			$-\frac{\alpha t' EI}{h}$ $t' = t_2 - t_1$	$\frac{\alpha t' EI}{h}$	0	0
13			$-\frac{ql^2}{8}$	0	$\frac{5ql}{8}$	$-\frac{3ql}{8}$
14			$-\frac{q_0 l^2}{15}$	0	$\frac{2q_0 l}{5}$	$-\frac{q_0 l}{10}$
15			$\frac{m(l^2 - 3b^2)}{2l^2}$	0	$-\frac{3m(l^2 - b^2)}{2l^3}$	$-\frac{3m(l^2 - b^2)}{2l^3}$
16			$-\frac{3\alpha t' EI}{2h}$ $t' = t_2 - t_1$	0	$\frac{3\alpha t' EI}{2hl}$	$\frac{3\alpha t' EI}{2hl}$
17			$\frac{m}{2}$	m	$-\frac{3m}{2l}$	$-\frac{3m}{2l}$

(续)

图号	简图	弯矩图 (绘在受拉边缘)	杆端弯矩		杆端剪力	
			M_{ab}	M_{ba}	V_{ab}	V_{ba}
18			$-\frac{ql^2}{3}$	$-\frac{ql^2}{6}$	ql	0
19			$-\frac{\alpha t' EI}{h}$ $t' = t_2 - t_1$	$\frac{\alpha t' EI}{h}$	0	0
20			$-\frac{Pl}{2}$	$-\frac{Pl}{2}$	P	P

注：杆端弯矩栏中的符号是根据以顺时针为正的规定而加上去的；剪力符号规定同前。

查表时注意以下三点：

1) 杆端转角以顺时针为正，杆端相对线位移以使其弦转角顺时针为正，反之为负。当杆端位移为负时相应的杆端弯矩也要改变符号。

2) 杆端弯矩以顺时针为正，剪力以使其所在截面顺时针转为正。

3) 求载常数时，当杆端支座情况与表上所示 A、B 端支承情况互调时，则 A、B 端的固端内力值相互调换并且还须改变一个符号。

【7.2.1】二跨连续梁的内力计算

条件：如图 7.2.3a 所示连续梁。

要求：利用力矩分配法求解各杆的弯矩并绘弯矩图。

【解答】(1) 先在节点 B 加一附加刚臂如图 7.2.3b 所示，使节点 B 不能转动，即锁住。此时各杆端产生的固端弯矩由表 7.2.1 求得：

$$M_{BA}^F = \frac{ql^2}{8} = \frac{1}{8} \times 10 \times 12^2 = 180 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{BC}^F = -\frac{Pl}{8} = -\frac{1}{8} \times 100 \times 8 = -100 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CB}^F = \frac{Pl}{8} = \frac{1}{8} \times 100 \times 8 \text{ kN} \cdot \text{m} = 100 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

由节点 B 的平衡条件 $\sum M_B = 0$ 求得约束力矩

$$M_B^F = M_{BA}^F + M_{BC}^F = (180 - 100) \text{ kN} \cdot \text{m} = 80 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 为了消除约束力矩 M_B ，应在节点 B 处加入一个与它大小相等方向相反的力矩 $-M_B$ (图 7.2.3c 各杆端进行分配和传递)，在 $-M_B$ 作用下节点 B 转动到无附加约束时的自然位置，即“放松节点”。将图 7.2.3b 和图 7.2.3c 相叠加就得到图 7.2.3e 中的结果。对于图 7.2.3c，我们可用上述力矩分配法的基本运算求出各杆端的分配与传递弯矩。

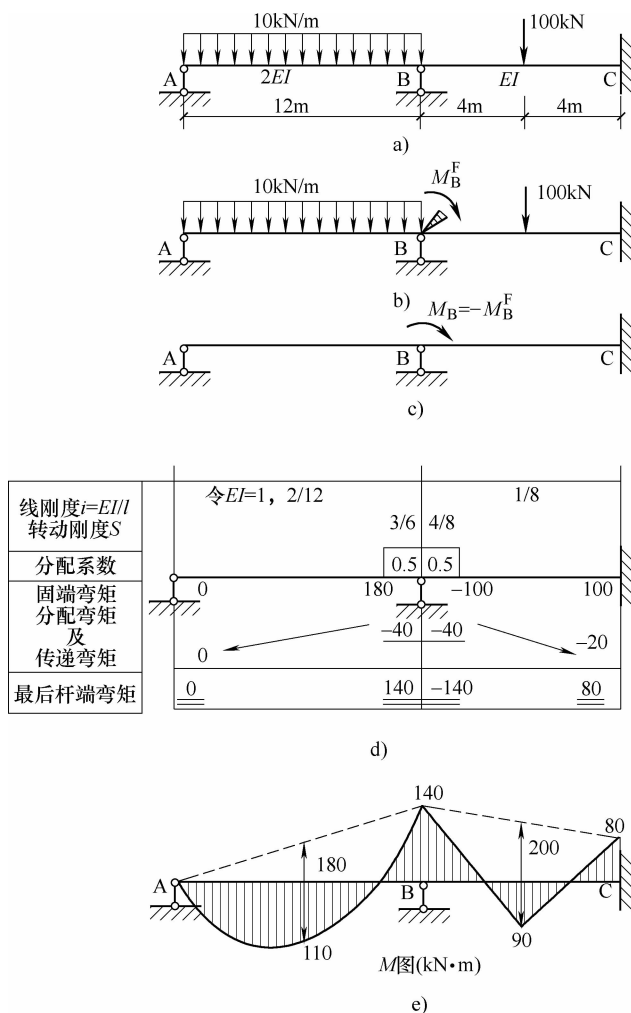


图 7.2.3

为此, 先按式 (7.2.2) 算出各杆端分配系数

$$S_{BA} = 3i_{BA} = 3 \times \frac{2EI}{12} = \frac{1}{2}EI$$

$$S_{BC} = 4i_{BC} = 4 \times \frac{EI}{8} = \frac{1}{2}EI$$

则

$$\mu_{BA} = \frac{S_{BA}}{S_{BA} + S_{BC}} = \frac{\frac{1}{2}EI}{EI} = 0.5$$

$$\mu_{BC} = \frac{S_{BC}}{S_{BA} + S_{BC}} = \frac{\frac{1}{2}EI}{EI} = 0.5$$

利用公式 $\sum \mu_{ik} = 1$ 进行校核: $\sum \mu_{Bk} = \mu_{BA} + \mu_{BC} = 0.5 + 0.5 = 1$

所以分配系数计算正确。

根据公式 (7.2.1) 计算各杆近端的分配弯矩

$$\begin{aligned} M_{BA}^{\mu} &= \mu_{BA} M_B = 0.5 \times (-80) \text{ kN} \cdot \text{m} \\ &= -40 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{BC}^{\mu} &= \mu_{BC} M_B = 0.5 \times (-80) \text{ kN} \cdot \text{m} \\ &= -40 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

然后计算各杆远端的传递弯矩

$$\begin{aligned} M_{AB}^C &= C_{BA} M_{BA}^{\mu} = 0 \\ M_{CB}^C &= C_{BC} M_{BC}^{\mu} = \frac{1}{2} \times (-40) \text{ kN} \cdot \text{m} \\ &= -20 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(3) 最后将各杆端的固端弯矩 (图 7.2.3b) 与分配弯矩、传递弯矩 (图 7.2.3c) 相加, 即得各杆端的最后弯矩值

$$\begin{aligned} M_{AB} &= M_{AB}^F + M_{AB}^C = 0 \\ M_{BA} &= M_{BA}^F + M_{BA}^{\mu} = (180 - 40) \text{ kN} \cdot \text{m} = 140 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{BC} &= M_{BC}^F + M_{BC}^{\mu} = (-100 - 40) \text{ kN} \cdot \text{m} = -140 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{CB} &= M_{CB}^F + M_{CB}^C = (100 - 20) \text{ kN} \cdot \text{m} = 80 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

为了计算方便, 实际计算时, 可以将线刚度、转动刚度及分配系数和固端弯矩的计算, 以及分配弯矩、传递弯矩和最后杆端弯矩的计算用图 7.2.3d 的形式表示。表中各杆端弯矩的正负号以对杆端顺时针转动方向为正, 表中弯矩的单位为 $\text{kN} \cdot \text{m}$ 。表中分配弯矩下面画一横线, 表示该节点已经平衡。箭头表示弯矩的传递方向。杆端弯矩的最后结果下面画双横线。

用区段叠加法画出弯矩图如图 7.2.3e 所示。注意弯矩竖标画在受拉一侧。

真题

【7.2.2】(1999 年一级考题)

有一等截面的钢筋混凝土梁, 受某种工况荷载 (设计值) 的作用, 如图 7.2.4 所示。该梁矩形截面 $b \times h$ (mm^2)、钢筋及混凝土材料已定, 按单筋梁配置。试问 B 支座的配筋量 A_s 应为下列何项所示?

(式中 γ_s 为内力臂系数)

$$\begin{aligned} \text{(A)} \quad A_s &= \frac{10 \times 10^6}{\gamma_s f_y h_0} & \text{(B)} \quad A_s &= \frac{14 \times 10^6}{\gamma_s f_y h_0} \\ \text{(C)} \quad A_s &= \frac{18 \times 10^6}{\gamma_s f_y h_0} & \text{(D)} \quad A_s &= \frac{8 \times 10^6}{\gamma_s f_y h_0} \end{aligned}$$

【答案】(B)

【解答】选项的分子为支座 B 处的弯矩值, 用力矩分配法求解:

因为超静定结构的内力只与杆件刚度的相对值有关, 因此可以令 $EI = 1$ 。

$$\text{固端弯矩 } M = \frac{ql^2}{8}, \quad M_{BA}^F = \frac{4 \times 6^2}{8} = 18 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad M_{BC}^F = -\frac{4 \times 4^2}{8} = -8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

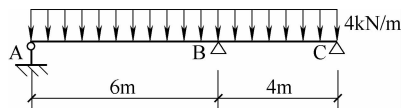


图 7.2.4

	AB	BA	BC	CB
线刚度 $i = EI/l$ (令 $EI = 1$)		1/6	1/4	
转动刚度 S		$3i = 2/4$	$3i = 3/4$	
分配系数 μ		2/5	3/5	
固端弯矩 M^F	0	18	-8	0
分配传递		-4	-6	
	0	14	-14	0

真题

【7.2.3】 (2002 一级考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

根据如图 7.2.5 所示的地沟计算简图及给出的 B、C 点的固端弯矩, 并取 1m 长的地沟进行计算。假定侧壁固端弯矩 $M_{BA} = -M_{CD} = 100\text{kN} \cdot \text{m}$ (设计值)。底板固端弯矩 $-M_{BC} = M_{CB} = 80\text{kN} \cdot \text{m}$ (设计值), 又已知侧壁和底板的弯矩分配系数 $\mu_{BA} = \mu_{CD} = 0.33$, $\mu_{BC} = \mu_{CB} = 0.67$, 试问一次弯矩分配后, M_{BC} 和 M_{CB} (绝对值) 与下列何项数值相近?

- (A) $|M_{CB}| = |M_{BC}| = 86.7\text{kN} \cdot \text{m}$
 (B) $|M_{CB}| = |M_{BC}| = 93.4\text{kN} \cdot \text{m}$
 (C) $|M_{CB}| = |M_{BC}| = 90\text{kN} \cdot \text{m}$
 (D) $|M_{CB}| = |M_{BC}| = 66.6\text{kN} \cdot \text{m}$

【答案】 (B)

【解答】 一次分配, 只需要计算一个杆端的分配力矩再加上固端弯矩即可

$$\text{即 } M_{CB} = M_{CB}^F + \mu_{CB} [-(M_{CB}^F + M_{CD}^F)] = 80 + 0.67 \times [-(80 - 100)] = 93.4\text{kN} \cdot \text{m}$$

【详解】

	AB	BA	BC	CB	CD	DC
分配系数 μ		0.33	0.67		0.67	0.33
固端弯矩 M^F	0	100	-80	80	-100	0
一次分配不传递		-6.6	-13.4	13.4	6.6	
	0	93.4	-93.4	93.4	-93.4	0

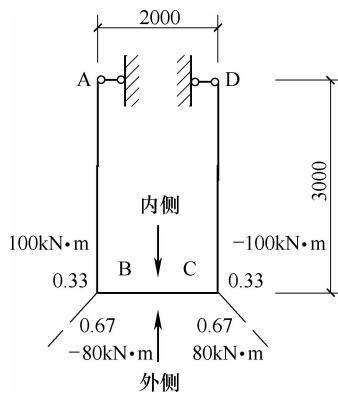


图 7.2.5

真题

【7.2.4】 ~ 【7.2.5】 (2001 年考题, 原题为大型连锁题中的两道子题, 现经改写, 已成一组小型连锁题)

三跨钢筋混凝土等截面连续梁, $q = p + g = 30\text{kN/m}$ (设计值), 如图 7.2.6 所示。梁截面 $b \times h = 200\text{mm} \times 550\text{mm}$

真题

【7.2.4】 (2001 年考题)

假定当 $L_1 = 5\text{m}$, $L_2 = 8\text{m}$, $L_3 = 5\text{m}$ 时, 该梁

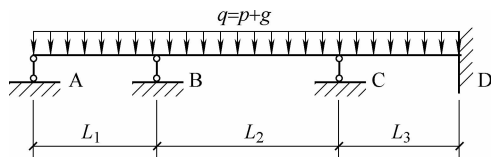


图 7.2.6

弯矩分配系数 μ_{BA} 及 B 支座的不平衡弯矩 ΔM 应与下列何组数据相近?

- (A) 0.55, 66.25kN·m (B) 0.45, 93.75kN·m
(C) 0.385, 253.75kN·m (D) 0.625, 253.75kN·m

【答案】 (A)

【解答】 EI 相等

$$i = \frac{EI}{L}, \text{ 令 } EI = 1, i_{BA} = \frac{1}{5}, i_{BC} = \frac{1}{8},$$

$$\mu_{BA} = \frac{3 \times \frac{1}{5}}{3 \times \frac{1}{5} + 4 \times \frac{1}{8}} = \frac{24}{24 + 20} = \frac{6}{11} = 0.55$$

$$M_{BA}^F = \frac{30 \times 5^2}{8} = 93.75 \text{ kN} \cdot \text{m}, M_{BC}^F = -\frac{30 \times 8^2}{12} = -160 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta M = 93.75 - 160 = -66.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

【详解】 等截面连续梁, EI 相等

$$i = \frac{EI}{L}, i_{BA} = \frac{EI}{5}, i_{BC} = \frac{EI}{8}, S_{BA} = 3i_{BA}, S_{BC} = 4i_{BC}$$

$$\mu_{BA} = \frac{3 \times \frac{EI}{5}}{3 \times \frac{EI}{5} + 4 \times \frac{EI}{8}} = \frac{24}{24 + 20} = \frac{6}{11} = 0.55$$

$$M_{BA}^F = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{30 \times 5^2}{8} = 93.75 \text{ kN} \cdot \text{m}, M_{BC}^F = \frac{q \times l^2}{12} = -\frac{30 \times 8^2}{12} = -160 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta M = 93.75 - 160 = -66.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

真题

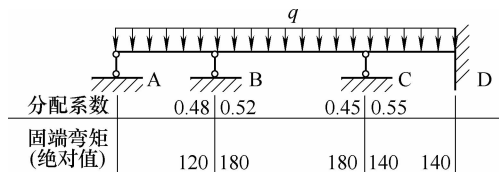
【7.2.5】 (2001 年考题)

假定调整 L_1, L_2, L_3 跨度后的分配系数及各固端弯矩 (设计值) 如图 7.2.7 所示, 试问该梁进行二次弯矩分配后, B、D 支座的弯矩接近下列何组数据?

- (A) $M_B = 113.12 \text{ kN} \cdot \text{m}, M_D = 129 \text{ kN} \cdot \text{m}$
(B) $M_B = 153.12 \text{ kN} \cdot \text{m}, M_D = 151 \text{ kN} \cdot \text{m}$
(C) $M_B = 113.12 \text{ kN} \cdot \text{m}, M_D = 140 \text{ kN} \cdot \text{m}$
(D) $M_B = 153.12 \text{ kN} \cdot \text{m}, M_D = 125 \text{ kN} \cdot \text{m}$

【答案】 (D)

【解答】



分配系数	0.48	0.52	0.45	0.55
固端弯矩 (绝对值)	120	180	180	140

图 7.2.7

μ	0.48	0.52		0.45	0.55	
M^F	120	-180		180	-140	140
2点同时分配传递	28.8	31.2		-18	-22	-11
2点分配	4.32	4.68		-7.02	-8.58	-4.29
	153.12	-153.12		170.58	-170.58	124.71

第三节 分 层 法

对于竖向荷载下多层多跨框架结构的内力分析作如下基本假定：

(1) 多层多跨框架的侧移很小可忽略不计；由此假定即可用力矩分配法进行计算。

(2) 每一层框架梁上的竖向荷载只对本层的梁及与本层梁相连的框架柱产生弯矩和剪力，忽略对其他各层梁、柱的影响。

对于一般的框架结构，可忽略柱子的轴向变形，因而节点处没有竖向位移，按基本假定(1)也没有水平位移。然而，上、下层梁对柱端的转动约束并不是绝对固定，所以，支座形式实际上应视为带弹簧的铰支座，如图 7.3.1 所示，即介于铰接和固支之间。其中，弹簧的刚度取决于梁对柱子的转动约束能力，具体不易确定。因此，近似仍将支座取为固支，如图 7.3.1b 所示，但对柱的线刚度乘以折减系数 0.9，取柱的传递系数为 1/3 以作修正。

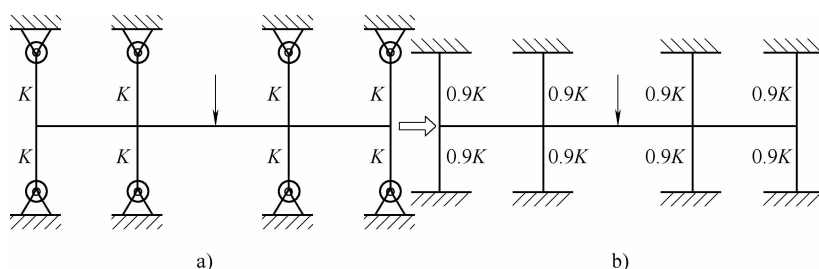


图 7.3.1 开口框架计算模型

于是，多层框架在各层竖向荷载同时作用下的内力，可以看成是各层竖向荷载单独作用下内力的叠加；并可分成一系列开口框架进行计算，如图 7.3.2 所示。除底层柱子外，其余各层柱的线刚度乘以 0.9 的折减系数，弯矩传递系数取 1/3。因底层柱脚本来即为固定支座，故底层柱的线刚度不予折减，传递系数仍然取 1/2。

在求得图 7.3.2 各开口框架的内力后，将相邻两个开口框架中相同柱端的内力叠加，即为原框架中的柱内力；而开口框架计算所得的各层梁内力即为原框架梁内力。这种将整体框架分解为一系列开口框架计算的方法称为分层法。由于作了上述假定，所以这是一种近似法，但可使计算大大简化。

由分层法计算所得的框架节点弯矩一般并不平衡。为减小误差，对于不平衡弯矩较大的节点，可对不平衡弯矩再作一次分配，但不传递。

分层算法不仅可用于纯框架结构，也可用于框架-抗震墙结构中的框架。因为框架-抗震墙结构房屋的竖向荷载大部分由框架承受，此时的框架仍可分成平面框架进行分析。

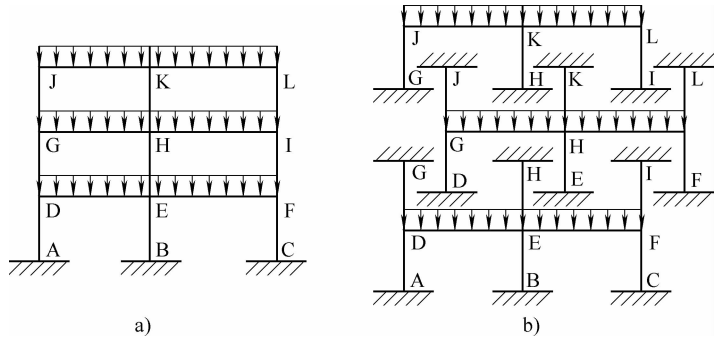


图 7.3.2 整框架分解为一系列开口框架

【7.3.1】 二层框架的弯矩计算

条件:如图 7.3.3a 所示二层框架,括号内数字为每杆线刚度 i 的相对值,荷载、跨度、层高均示于图内。

要求:试用分层法作框架弯矩图。

【解答】 (1) 上层框架内力计算。

图 7.3.3b 将上层柱相对线刚度乘以 0.9, 计算各节点分配系数并填于图中方框内。如图 7.3.4 所示, * 号数值为固端弯矩。传递系数取 1/3, 各节点分配两次, 过程及结果示于图中。

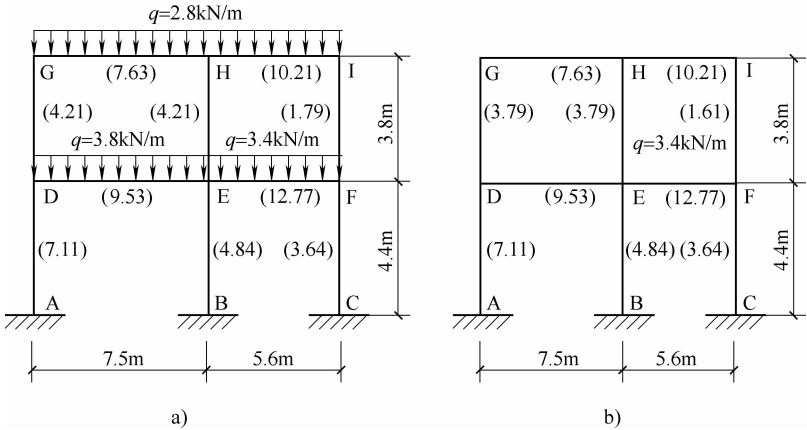


图 7.3.3

0.332	0.668	0.353	0.175	0.472	0.864	0.136
	-13.13*	13.13*		-7.32*	7.32*	
4.36	8.77	4.38		-3.16	-6.32	-1.0
	-1.24	-2.48	-1.23	-3.32	-1.66	
0.41	0.83	0.42		0.72	1.43	0.23
4.77	-4.77	-0.4	-0.2	-0.54	0.77	-0.77
		15.05	-1.42	-13.62		
1.59			-0.48			-0.26

图 7.3.4 上层框架内力计算

(2) 下层框架内力计算。

图 7.3.5 所示为下层框架内力计算过程及结果。除底层传递系数为 1/2 外, 余皆同上

层。

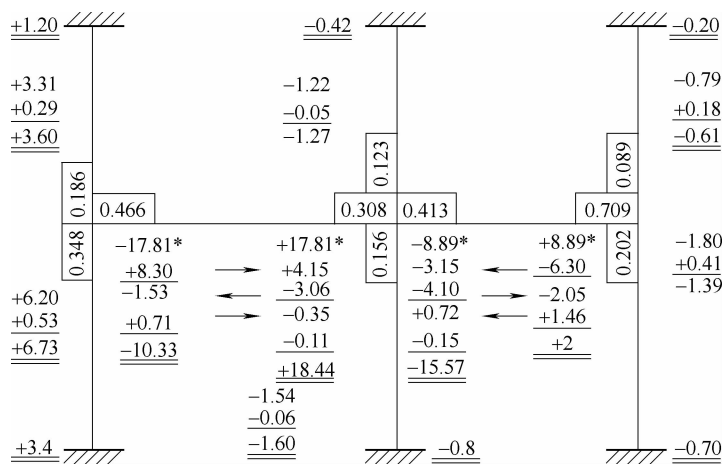


图 7.3.5 下层框架内力计算

(3) 全框架各杆最后内力图。

图 7.3.6 为图 7.3.4 和图 7.3.5 的计算结果叠加后所得弯矩图。由图中可见, 节点中有不平衡情况。如相差较大, 可再分配一次, 但不再传递。

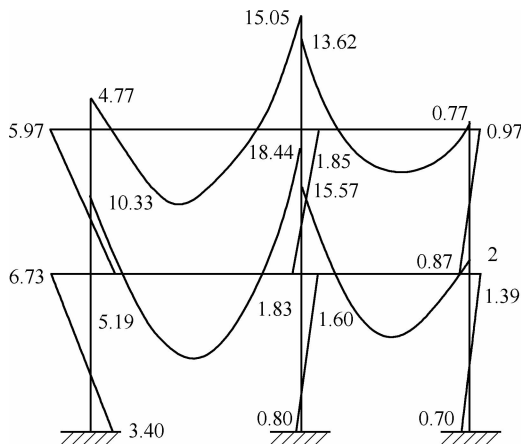


图 7.3.6 最后弯矩图 (单位: $\text{kN} \cdot \text{m}$)

真题

【7.3.2】(2001 年一级考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

一幢十层教学楼, 采用全现浇钢筋混凝土框架结构体系, 在重力荷载代表值作用下, 中间横向框架的计算简图如图 7.3.7 所示。在重力荷载代表值作用下, 用分层法计算顶层横梁的中间支座弯矩 M_{BA} ($\text{kN} \cdot \text{m}$), 其值最接近于下列何项数值?

(A) -99

(B) -110

(C) -130

(D) -160

【答案】(A)

Figure 1 is a schematic diagram of the structural layout of the test specimen. It shows a multi-story frame structure with columns and beams. The columns are labeled with dimensions: 400x400, 500x500, 600x600, 700x700, and 5000. The beams are labeled with dimensions: 250x750, 250x500, 300x800, and 300x600. The structure is divided into sections by vertical lines, with dimensions 7500, 3500, and 7500. The total height is 43300. The diagram also shows the distribution of gravity loads (重力荷载代表值) in kN/m, with values 18.7 and 27.9. A node is labeled '节点 I'.

The diagram shows a frame structure with a horizontal beam AB and two vertical columns AD and BE. The beam is supported by a roller support at C. The columns are fixed at D and E. A horizontal force is applied at C.

$$I = \frac{bh^3}{12}, \quad I_{AB} = \frac{250 \times 700^3}{12} = 7.15 \times 10^9, I_{BC} = \frac{250 \times 500^3}{12} = 2.6 \times 10^9, \quad I_{AD} = I_{BE} = 0.9 \times \frac{400 \times 400^3}{12} = 1.92 \times 10^9$$

$$i = \frac{EI}{L}, \quad i_{AD} = \frac{EI_{AD}}{4.1}, i_{AB} = \frac{EI_{AB}}{7.5}, i_{BE} = \frac{EI_{BE}}{4.1}, i_{BC} = \frac{EI_{BC}}{1.75}$$

$$\begin{aligned} \mu_{AD} &= \frac{S_{AD}}{S_{AD} + S_{AB}} = \frac{4i_{AD}}{4i_{AD} + 4i_{AB}} = \frac{i_{AD}}{i_{AD} + i_{AB}} = \frac{\frac{EI_{AD}}{4.1}}{\frac{EI_{AD}}{4.1} + \frac{EI_{AB}}{7.5}} \\ &= \frac{7.5I_{AD}}{7.5I_{AD} + 4.1I_{AB}} = \frac{7.5 \times 1.92 \times 10^9}{7.5 \times 1.92 \times 10^9 + 4.1 \times 7.15 \times 10^9} = \frac{14.4}{43.715} = 0.33 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mu_{AB} &= \frac{S_{AB}}{S_{AD} + S_{AB}} = \frac{4i_{AB}}{4i_{AD} + 4i_{AB}} = \frac{i_{AB}}{i_{AD} + i_{AB}} = \frac{\frac{EI_{AB}}{7.5}}{\frac{EI_{AD}}{4.1} + \frac{EI_{AB}}{7.5}} \\ &= \frac{4.1I_{AB}}{7.5I_{AD} + 4.1I_{AB}} = \frac{4.1 \times 7.15 \times 10^9}{7.5 \times 1.92 \times 10^9 + 4.1 \times 7.15 \times 10^9} = \frac{29.315}{43.715} = 0.67 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mu_{BA} &= \frac{S_{BA}}{S_{BA} + S_{BE} + S_{BC}} = \frac{4i_{BA}}{4i_{BA} + 4i_{BE} + i_{BC}} = \frac{4 \times \frac{EI_{BA}}{7.5}}{4 \times \frac{EI_{BA}}{7.5} + 4 \times \frac{EI_{BE}}{4.1} + \frac{EI_{BC}}{1.75}} \\ &= \frac{4 \times 4.1 \times 1.75 \times 7.15}{4 \times 4.1 \times 1.75 \times 7.15 + 4 \times 7.5 \times 1.75 \times 1.92 + 7.5 \times 4.1 \times 2.6} = \frac{205.205}{205.205 + 100.8 + 79.95} \\ &= 0.53 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mu_{BE} &= \frac{S_{BE}}{S_{BA} + S_{BE} + S_{BC}} = \frac{4i_{BE}}{4i_{BA} + 4i_{BE} + i_{BC}} = \frac{4 \times \frac{EI_{BE}}{4.1}}{4 \times \frac{EI_{BA}}{7.5} + 4 \times \frac{EI_{BE}}{4.1} + \frac{EI_{BC}}{1.75}} \\ &= \frac{4 \times 7.5 \times 1.75 \times 1.92}{4 \times 4.1 \times 1.75 \times 7.15 + 4 \times 7.5 \times 1.75 \times 1.92 + 7.5 \times 4.1 \times 2.6} = \frac{100.8}{205.205 + 100.8 + 79.95} \\ &= 0.26 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mu_{BC} &= \frac{S_{BC}}{S_{BA} + S_{BE} + S_{BC}} = \frac{4i_{BC}}{4i_{BA} + 4i_{BE} + i_{BC}} = \frac{\frac{EI_{BC}}{1.75}}{4 \times \frac{EI_{BA}}{7.5} + 4 \times \frac{EI_{BE}}{4.1} + \frac{EI_{BC}}{1.75}} \\ &= \frac{7.5 \times 4.1 \times 2.6}{4 \times 4.1 \times 1.75 \times 7.15 + 4 \times 7.5 \times 1.75 \times 1.92 + 7.5 \times 4.1 \times 2.6} = \frac{79.95}{205.205 + 100.8 + 79.95} \\ &= 0.21 \end{aligned}$$

计算固端弯矩:

$$-M_{AB}^F = M_{BA}^F = \frac{ql^2}{12} = \frac{27.9 \times 7.5^2}{12} = 130.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{BC}^F = -\frac{ql^2}{3} = -\frac{18.7 \times 1.75^2}{3} = -19.09 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{BC}^F = -\frac{ql^2}{6} = -\frac{18.7 \times 1.75^2}{6} = -9.54 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

力矩分配法计算,因为柱上无荷载,可以在柱上端分配结束得到结果后,一次传递 1/3 即可,因为题目只要求梁端弯矩,柱下端弯矩不求也无影响。

	AD	AB	BA	BE	BC	CB
μ	0.33	0.67	0.53	0.26	0.21	
M^F	0.00	-130.78	130.78	0.00	-19.09	-9.54
分配传递	43.10	87.68	→ 43.84			
		-41.32	← -82.64	-40.62	-32.27	→ 32.27
	13.62	27.71	→ 13.85			
杆端弯矩			-7.36	-3.62	-2.87	→ 2.87
	56.71	-56.71	98.47	-44.24	-54.23	25.60

真题

【7.3.3】 (2004 年一级考题,原题为连锁题中的一道子题,现改写成一道独立题)

某六层写字楼的框架(填充墙)结构,其平面图与计算简图如图 7.3.8 所示。已知:1~6 层所有柱截面均为 550mm×650mm;所有纵向梁(x 向)截面均为 250mm×500mm;所有横向梁(y 向)截面均为 250mm×700mm;所有柱、梁的混凝土强度等级均为 C50。

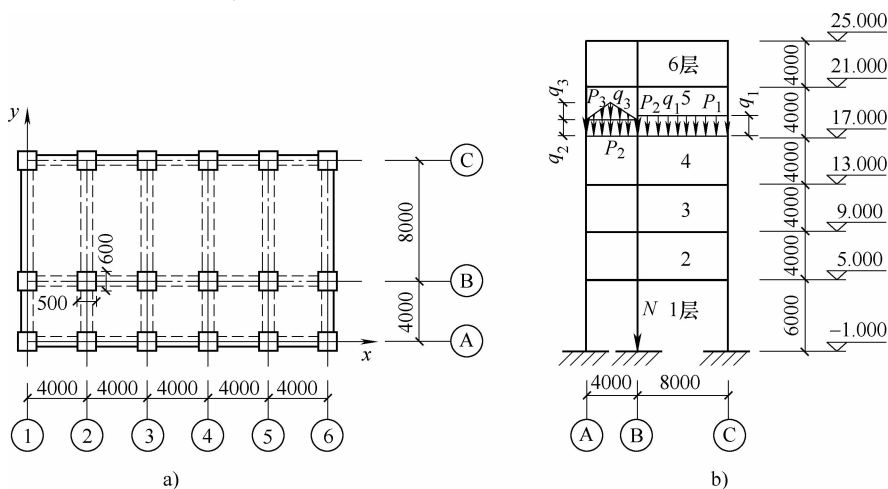


图 7.3.8

a) 平面布置图 b) 中间框架计算简图

当平面框架在竖向荷载作用下用分层法作简化计算时,顶层框架计算简图如图 7.3.9 所示。若用力矩分配法求顶层梁的弯矩时,试问,分配系数 μ_{BA} 和 μ_{BC} 最接近下列何项数值?(忽略楼板对楼面梁刚度的增大作用)

- (A) $\mu_{BA} = 0.32$; $\mu_{BC} = 0.16$
 (B) $\mu_{BA} = 0.18$; $\mu_{BC} = 0.36$
 (C) $\mu_{BA} = 0.46$; $\mu_{BC} = 0.18$
 (D) $\mu_{BA} = 0.36$; $\mu_{BC} = 0.48$

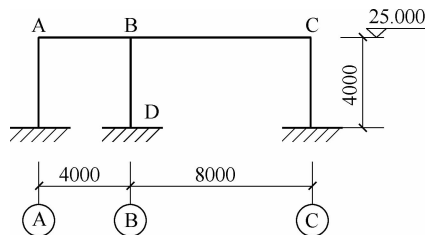


图 7.3.9

【答案】 (A)

【解答】

$$I = \frac{bh^3}{12}, I_{BA} = I_{BC} = \frac{250 \times 700^3}{12} = 7.1458 \times 10^9 \text{ mm}^4, I_{BD} = 0.9 \times \frac{550 \times 650^3}{12} = 11.3283 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$i = \frac{EI}{L}, i_{BA} = \frac{EI_{BA}}{4}, i_{BC} = \frac{EI_{BC}}{8}, i_{BD} = \frac{EI_{BD}}{4}, S = 4i$$

$$\begin{aligned} \mu_{BA} &= \frac{S_{BA}}{S_{BA} + S_{BC} + S_{BD}} = \frac{4i_{BA}}{4i_{BA} + 4i_{BC} + 4i_{BD}} = \frac{i_{BA}}{i_{BA} + i_{BC} + i_{BD}} = \frac{\frac{EI_{BA}}{4}}{\frac{EI_{BA}}{4} + \frac{EI_{BC}}{8} + \frac{EI_{BD}}{4}} \\ &= \frac{2I_{BA}}{2I_{BA} + I_{BC} + 2I_{BD}} = \frac{2 \times 7.15 \times 10^9}{3 \times 7.15 \times 10^9 + 2 \times 11.33 \times 10^9} = \frac{14.3}{44.11} = 0.324 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mu_{BC} &= \frac{S_{BC}}{S_{BA} + S_{BC} + S_{BD}} = \frac{4i_{BC}}{4i_{BA} + 4i_{BC} + 4i_{BD}} = \frac{i_{BC}}{i_{BA} + i_{BC} + i_{BD}} = \frac{\frac{EI_{BC}}{8}}{\frac{EI_{BA}}{4} + \frac{EI_{BC}}{4} + \frac{EI_{BD}}{8}} \\ &= \frac{I_{BC}}{2I_{BA} + I_{BC} + 2I_{BD}} = \frac{7.15 \times 10^9}{3 \times 7.15 \times 10^9 + 2 \times 11.33 \times 10^9} = \frac{7.15}{44.11} = 0.162 \end{aligned}$$

说明：柱线刚度乘 0.9。

第八章 水平荷载作用下排架和 框架结构的内力计算

第一节 排架的内力计算

一、排架的计算简图

(一) 计算单元

单层厂房屋架、柱、基础构成了厂房的基本受力结构体系，至于屋面板、支撑体系、吊车梁、墙体，则增强了厂房的空间整体性。目前在厂房结构内力分析中有两种考虑方法。一种是按每榀排架单独承载计算排架内力，忽略排架间的相互联系。另一种是考虑厂房的空间整体作用，即在计算排架内力时考虑各榀排架相互之间的影响。在具体计算时通常按前者，即从整个厂房中分离出一个有代表性的部分作为计算单元，然后将此单元的厂房结构抽象成理想的计算简图，再用该单元全部荷载计算内力。所谓计算单元即为相邻柱距中线截取的一个典型区段，如图 8.1.1 所示。作用在计算单元上的荷载由该单元内的横向排架承担。对作用于厂房中的吊车荷载，由于它不可能在厂房中的所有排架上同时出现，所以不能按计算单元的从属面积来考虑，吊车荷载是通过吊车梁与柱的连接传递到排架上的。因此，作用在排架上的吊车荷载，应

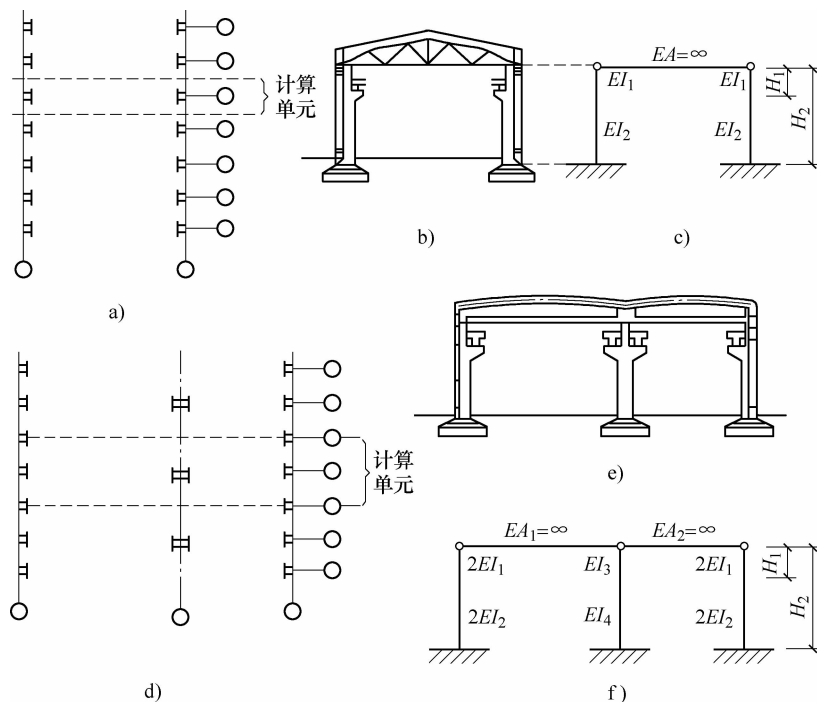


图 8.1.1 排架的计算单元

根据与该排架相连的两边吊车梁传给柱子的荷载来计算。

(二) 基本假定

截取计算单元后, 为了计算上的简化, 还需要根据厂房结构的实际构造来确定排架的计算简图, 对于钢筋混凝土排架的计算简图, 通常作如下假定:

- 1) 屋架与柱顶为铰接, 只能传递竖向轴力和水平剪力, 不能传递弯矩。
- 2) 柱底嵌固于基础, 固定端位于基础顶面, 不考虑各种荷载引起的基础角变形。
- 3) 横梁 (即屋架) 的轴向刚度很大, 排架受力后横梁的轴向变形忽略不计, 横梁两端柱顶水平位移相等。
- 4) 忽略排架间的空间作用。
- 5) 柱轴线为柱的几何中心线, 当柱为变截面柱时, 柱轴线为一折线, 如图 8.1.2 所示。

(三) 计算简图

根据以上假定所得的计算简图如图 8.1.2b 所示。在计算简图中, 柱的轴线取上、下柱截面的形心线, 柱子总高为柱顶至基础顶面的高度, 上柱高为柱顶至牛腿顶面处的高度, 其中跨度 L 即厂房纵向定位轴线的间距。为了简化计算, 通常将折线用变截面的形式来表示, 如图 8.1.2c 所示, 由图 8.1.2b 改为图 8.1.2c, 只需在柱变截面处增加一个力矩 M , M 等于上柱传下的竖向力乘以上下柱中线间距 e_0 。

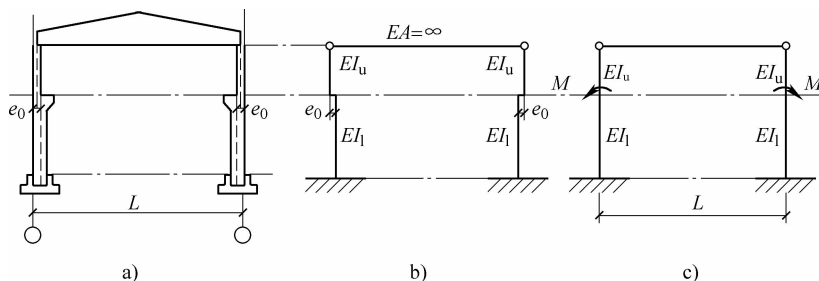


图 8.1.2

a) 排架结构 b) 变截面排架柱的实际轴线 c) 排架结构计算模型

(四) 排架的荷载计算

作用在排架上的荷载主要有恒荷载、活荷载, 如图 8.1.3 所示。恒荷载包括屋盖自重 G_1 、上柱自重 G_2 、下柱自重 G_3 、吊车梁及轨道自重 G_4 ; 活荷载包括屋面活荷载 Q 、吊车竖向荷载 $D_{\max}$ 、吊车横向水平荷载 $T_{\max}$ 、均匀分布的水平风荷载 q 以及作用在屋盖支撑处的集中风荷载 F_w 。

1. 恒荷载计算

各个恒荷载作用位置如图 8.1.4a 所示。

- 1) 屋盖自重 G_1 。屋盖自重包括屋面的构造层、屋面板、天沟板、天窗架、屋架、屋盖支撑以及与屋架连接的设备管道等构件自重。这些构件自重的总和通过屋架的支承点以集中力 G_1 的形式加于柱顶, 其作用点位于屋架上弦和下弦几何中心的交点处, 如图 8.1.4b 所示, 作用在柱顶的集中力 G_1 , 对上柱

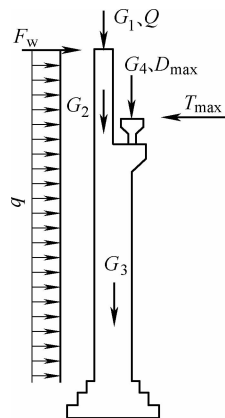


图 8.1.3 排架柱上的荷载

截面的几何中心线的偏心距为 e_1 ，如图 8.1.4a、b 所示；为计算方便利用力的平移法则，可将 G_1 移到上柱中心线处，但需附加一个力矩 $M_1 = G_1 e_1$ ，如图 8.1.5b 所示；进一步又将 G_1 移至下柱中心线处，对下柱截面的几何中心又增加了偏心距 e_0 ，如图 3.1.5c 所示； e_0 为上柱和下柱几何中线的距离。但需在牛腿顶面再附加一个偏心力矩 $M_2 = G_1 e_0$ ，如图 8.1.5c、d 所示。这样，图 8.1.4a 所示的受力图可以变换成分别作用在柱顶和牛腿顶的力矩 M_1 和 M_2 以及一个沿下柱轴线作用的集中力 G_1 ，后者由于并不使柱产生弯矩和剪力，因而最后屋盖自重 G_1 作用下的排架计算简图如图 8.1.5d 所示。可按图 8.1.5d 所示的受力图进行内力计算。

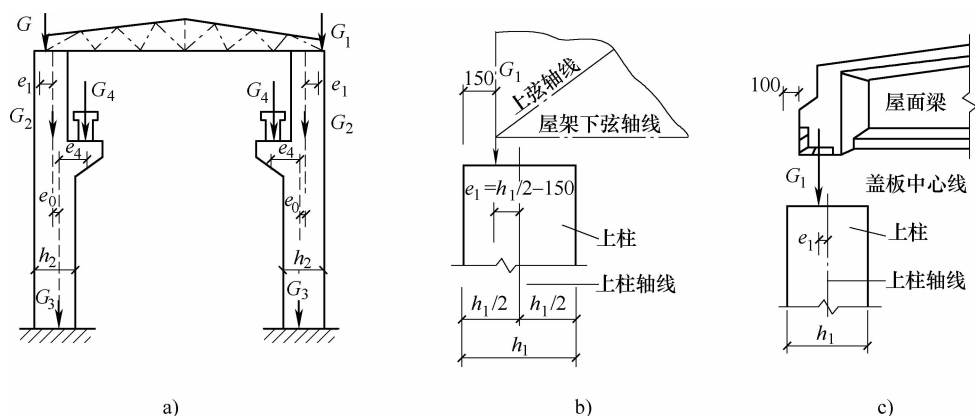


图 8.1.4 屋面恒荷载 G_1 及 G_2 、 G_3 、 G_4 作用位置

a) 恒荷载作用位置 b) 屋架恒荷载 G_1 的作用位置 c) 屋面梁恒荷载 G_1 的作用位置

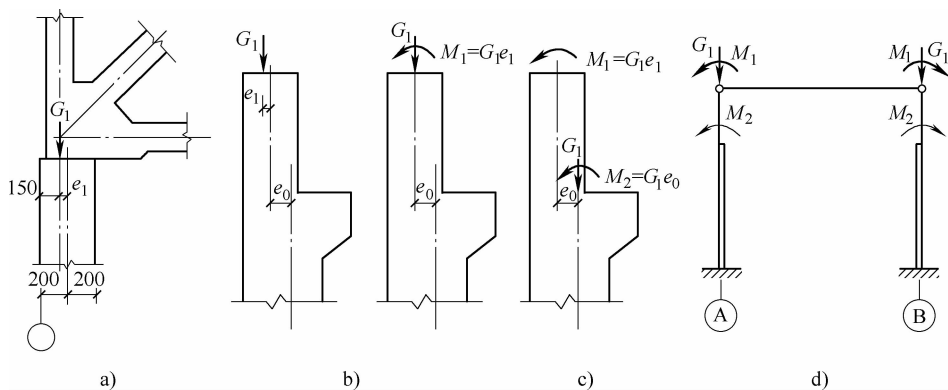


图 8.1.5 G_1 作用下受力图的等效变换

2) 上柱自重 G_2 。上柱自重 G_2 对下柱几何形心的偏心距为 e_0 ，如图 8.1.6 所示，则 G_2 对下柱几何形心的偏心力矩 $M_2 = G_2 e_0$ 。

3) 下柱自重 G_3 。下柱自重 G_3 (包括牛腿自重)，作用于下柱底，作用线与下柱几何形心线重合。

4) 吊车梁及轨道自重 G_4 。吊车梁及轨道自重 G_4 的作用线与吊车梁轨道形心线相重合，对下柱截面几何形心线的偏心距为 e_4 ，相应的偏心力矩为 $G_4 e_4$ 。

在 G_1 、 G_2 、 G_3 、 G_4 共同作用下, 即恒荷载作用下, 横向排架计算简图如图 8.1.7 所示。图中 $M_1 = G_1 e_1$, $M_2 = (G_1 + G_2) e_0 - G_4 e_4$ 。

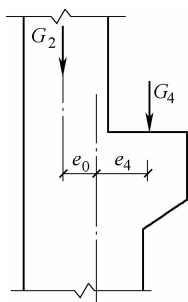


图 8.1.6 上柱自重 G_2 、吊车梁及轨道自重 G_4 作用点

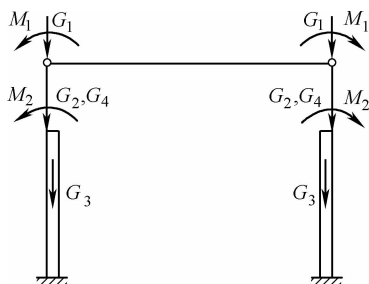


图 8.1.7 恒荷载作用下排架内力分析简图

2. 屋面活荷载计算

屋面活荷载 Q 包括屋面均布活荷载、积灰荷载、雪荷载三种, 均按屋面的水平投影面积计算。可变荷载对柱的作用点的位置与屋盖自重 G_1 相同。

3. 风荷载

在排架计算时, 为简化计算, 通常将作用在厂房上的风荷载作如下简化:

(1) 排架柱顶以下墙面上的水平风荷载近似按均布荷载计算, 其风压高度变化系数可根据柱顶标高确定。对于图 8.1.8a 所示排架结构, 柱顶以下墙面上的均布风荷载可按下列公式计算

$$\begin{aligned} q_1 &= w_{k1} B = \mu_{s1} \mu_z w_0 B \\ q_2 &= w_{k2} B = \mu_{s2} \mu_z w_0 B \end{aligned} \quad (8.1.1)$$

式中 B ——计算单元宽度。

(2) 排架柱顶以上屋盖部分的风荷载仍取为垂直于屋面的均布荷载 (图 8.1.8b), 但仅考虑其水平分力对排架的作用 (图 8.1.8d), 且以水平集中荷载的形式作用在排架柱顶 (图 8.1.8c)。其风压高度变化系数: 当计算屋架 (或天窗架) 端部的风荷载时, 可根据厂房 (或天窗架) 檐口标高确定; 当计算屋架 (或天窗架) 斜面上的风荷载时, 可根据屋顶 (或天窗顶) 标高确定。对于图 8.1.8a 所示排架结构, 作用在柱顶的水平集中荷载 F_w 计算如下

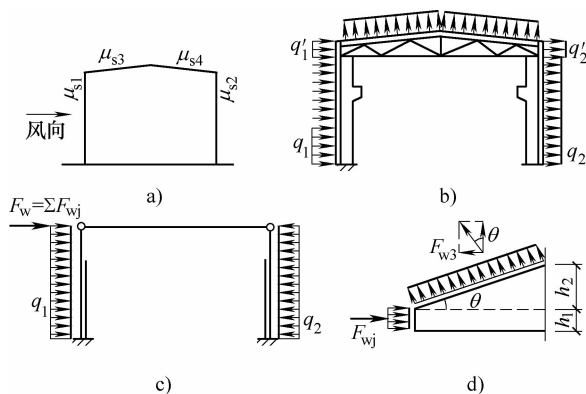


图 8.1.8 风荷载计算

$$F_w = \sum_{i=1}^n w_{ki} B l \sin \theta = [(\mu_{s1} + \mu_{s2}) h_1 + (\mu_{s3} + \mu_{s4}) h_2] \mu_z w_0 B \quad (8.1.2)$$

式中 l ——屋面斜长, 其余符号意义如图 8.1.8 所示。

由于风的方向是变化的，故排架结构内力分析时，应考虑左吹风 and 右吹风两种情况。

4. 吊车竖向荷载

吊车竖向荷载是指吊车（大车与小车）自重与起吊重物经由吊车梁传给柱子的竖向压力。

如图 8.1.9 所示，当吊车起吊重达额定的最大值 $Q_{\max}$ ，而小车行驶到大车桥一端的极限位置时，则吊车轮子作用在该边柱吊车梁轨道上的压力达到最大值，称为“最大轮压” $P_{\max}$ 。此时，作用在另一边轨道上的轮压则为“最小轮压” $P_{\min}$ 。吊车是移动的，因而由 $P_{\min}$ 在吊车梁支座产生的最大反力标准值 $D_{\max}$ 必须用吊车梁支座竖向反力影响线来确定，如图 8.1.10 所示。同时，在另一侧排架柱上则由 $P_{\min}$ 产生 $D_{\min}$ 。 $D_{\max}$ 、 $D_{\min}$ 就是作用在排架上的吊车竖向荷载，两者同时发生。

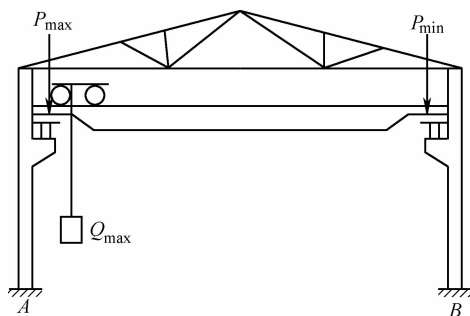


图 8.1.9 吊车的最大轮压与最小轮压

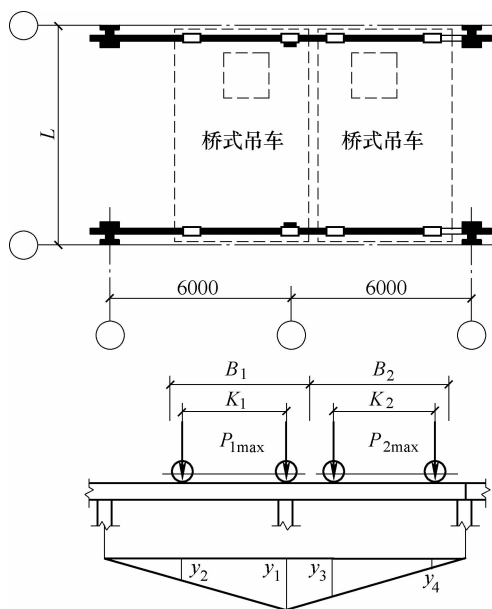


图 8.1.10 吊车竖向荷载计算简图

由于 $D_{\max}$ 可以发生在左柱，也可以发生在右柱，因此在 $D_{\max}$ 、 $D_{\min}$ 作用下单跨排架的计算应考虑如图 8.1.11a、b 所示的两种荷载情况。

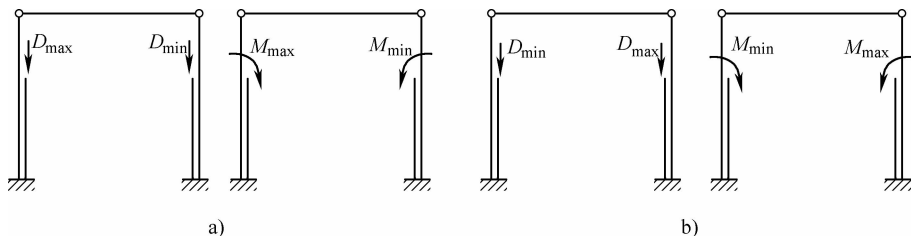


图 8.1.11 $D_{\max}$ 、 $D_{\min}$ 作用下单跨排架的两种荷载情况

$D_{\max}$ 、 $D_{\min}$ 对下部柱都是偏心压力，应把它们换算成作用在下部柱顶面的轴心压力和力矩，其中力矩

$$M_{\max} = D_{\max} e_4, \quad M_{\min} = D_{\min} e_4 \quad (8.1.3)$$

式中 e_4 ——吊车梁支座钢垫板的中心线至下部柱轴线的距离。

5. 吊车横向水平荷载

当吊车吊起重物，小车运行至某一位置突然制动时，将会由于重物和小车的惯性产生一横向水平制动力，这个力将通过小车制动轮和桥架轨道之间的摩擦力传给大车，再通过大车轮传给吊车梁，而后由吊车梁与柱的连接钢板传给柱。因此，对排架柱来讲，它作用于吊车梁顶高处，如图 8.1.12 所示。

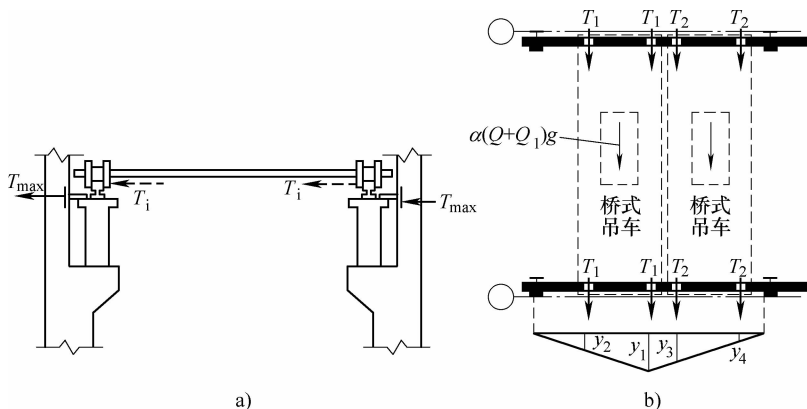


图 8.1.12 作用在排架柱上的最大横向反力计算简图

吊车横向水平制动力应按两侧柱子的刚度比例分配，当两边柱的刚度相等时则平均分配到两侧柱。考虑到小车沿左、右方向行驶时均可能制动，故 $T_{\max}$ 的作用方向既可向左又可向右，如图 8.1.13 所示。

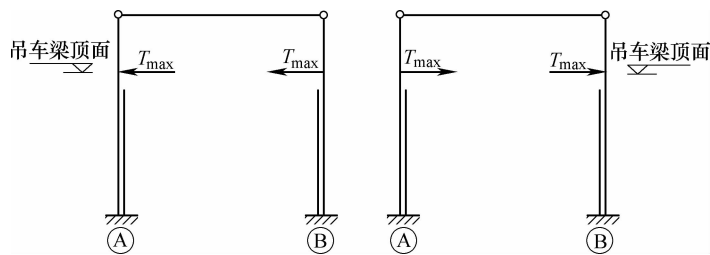


图 8.1.13 $T_{\max}$ 作用下单跨排架的荷载情况

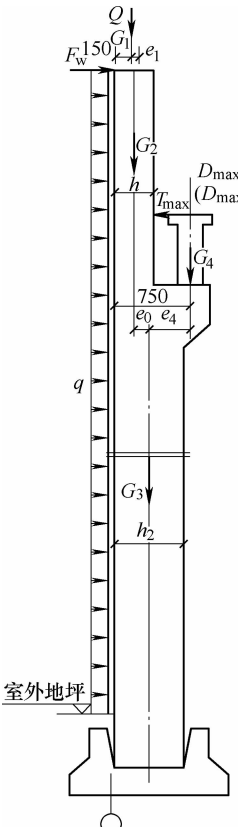
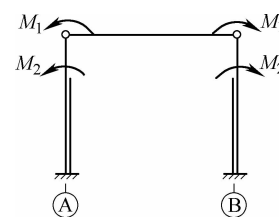
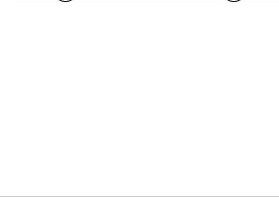
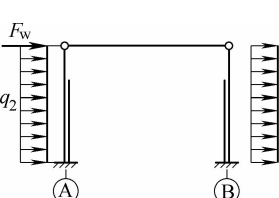
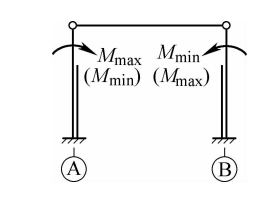
荷载计算是排架内力分析的第一步，考虑各种荷载同时作用的可能性，还要进行荷载组合，为确定柱控制截面最不利内力组合，一般先分别计算各种荷载单独作用下的内力，然后再进行柱控制截面内力（荷载）组合。

现以一单跨厂房为例，将横向排架柱承受的各种荷载及其方向和作用点、相应于各种荷载作用下排架的计算简图汇总于表 8.1.1 中。

（五）排架的分类

从结构受力反应来看，柱顶水平位移相等的排架，都可称为等高排架。等高排架有柱顶标高相同的，以及柱顶标高虽不同但柱顶由倾斜横梁贯通相连的两种，分别如图 8.1.14a、b 所示。由于计算假定规定了横梁的长度是不变的，因此在这两种情况中，柱顶水平位移都相等，都可按等高排架来计算。

表 8.1.1 横向排架柱的荷载及相应的排架计算简图

排架柱所受荷载		横向排架计算简图	备 注
荷载作用点及作用方向	荷载类型		
	恒荷载		$M_1 = G_1 e_1$ $M_2 = (G_1 + G_2) e_0 - G_4 e_4$ $e_1 = h_1 / 2 - 150$ $e_4 = 750 - h_2 / 2$ $e_0 = (h_2 - h_1) / 2$ 上柱顶轴力 $N = G_1$ 上柱底轴力 $N = G_1 + G_2$ 下柱顶轴力 $N = G_1 + G_2 + G_4$ 下柱底轴力 $N = G_1 + G_2 + G_3 + G_4$
	屋面活荷载 Q		由屋面均布活荷载或雪荷载或积灰荷载均以集中力形式传至柱顶, 均用 Q 表示 $M_1 = Q e_1$ $M_2 = Q e_0$ 柱轴力 $N = Q$
	风荷载		应考虑左右风向 柱轴力 $N = 0$
	吊车荷载		$M_{\max} = D_{\max} e_4$ $M_{\min} = D_{\min} e_4$ 上柱轴力 $N = 0$ 下柱轴力 $N = D_{\max}$ 或 $N = D_{\min}$

柱顶水平位移不相等的排架，称为不等高排架，其计算可以采用“力法”等方法进行分析。

对于等高排架,无论其上的荷载多么复杂,都可以将其分为两类。

(1) 无侧移排架:对称荷载作用下的对称结构属这类结构。此类排架的受力特征是排架顶部无侧移。因此,可将排架分解成一个底部固定上端铰接的竖立柱来进行内力分析,如图 8.1.15 所示。

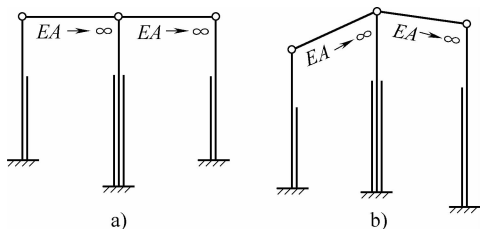


图 8.1.14 属于按等高排架计算的两情况

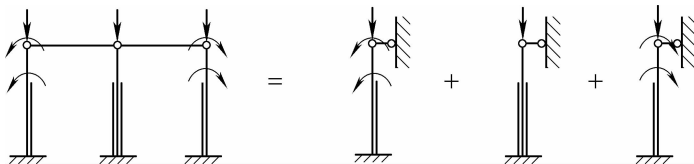


图 8.1.15 无侧移排架

(2) 有侧移排架:结构不对称或结构对称但荷载不对称属这类结构。此类排架的顶部有侧移,如图 8.1.16 所示。

对两类不同的排架进行内力分析可归纳为解两个不同的力学问题:第一类是顶部铰接底部固定竖立柱的内力分析;第二类是有侧移的排架,可用剪力分配法进行内力分析。下面分述之。

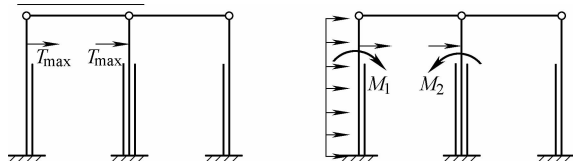


图 8.1.16 有侧移排架

无侧移排架的内力计算——顶部铰接底部固定竖立柱的内力分析

(1) 顶部铰接底部固定等截面柱的内力分析。这是一次超静定结构,任意荷载作用下求内力时,可以用力法求出支座未知反力,然后再按静定结构计算内力。但常用荷载作用下顶部铰接底部固定等截面柱的内力值,作为载常数可以查表 7.2.1。

(2) 顶部铰接底部固定变截面柱的内力分析。实际工程中因有吊车等原因,单层厂房柱通常是变截面的(单阶柱或双阶柱)。这样杆件的形常数和载常数就不能查表 7.2.1,需利用另外编制的适用于变截面柱的计算图表,现作简单介绍。

由位移计算方法可推出:当单位水平力作用在单阶变截面悬臂柱顶时,如图 8.1.17 所示,柱顶水平位移为

$$\delta = \frac{H^3}{3EI_l} \left[1 + \lambda^3 \left(\frac{1}{n} - 1 \right) \right] = \frac{H^3}{C_0 E_0 I_l}$$

$$\text{式中 } \lambda = \frac{H_u}{H}, n = \frac{I_u}{I_l}, C_0 = \frac{3}{1 + \lambda^3 \left(\frac{1}{n} - 1 \right)}$$

C_0 可由表 8.1.2 查得, H_u 为上柱高, H 为柱总高, I_u 、 I_l 分别为上、下柱截面惯性矩。我们将柱顶水平单位力产生的柱顶水平位移 δ 称为柔度系数,而要使柱顶

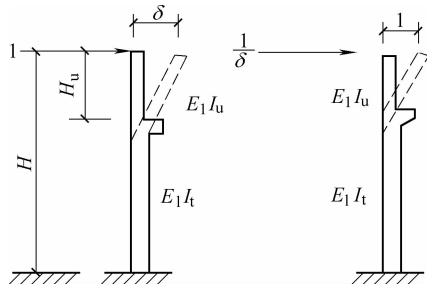


图 8.1.17

产生单位水平位移所需施加的水平力称为柱的侧移刚度系数 d , $d = \frac{1}{\delta}$, 二者互为倒数。这里

是用柔度系数的倒数 $\frac{1}{\delta}$ 来表示刚度系数的, 因为求 δ 的公式用位移计算的方法比较容易推导。

表 8.1.2 单阶变截面柱的柱顶位移系数 C_0 和反力系数($C_1 \sim C_{11}$)

序号	简图	R	c	序号	简图	R	c
0			$\delta = \frac{H^3}{c_0 EI_l}$ $C_0 = \frac{3}{1 + \lambda^3 \left(\frac{1}{n} - 1 \right)}$	6		TC_6	$C_6 = \frac{1 - 0.5\lambda(3 - \lambda^2)}{1 + \lambda^3 \left(\frac{1}{n} - 1 \right)}$
1		$\frac{M}{H} C_1$	$C_1 = \frac{3}{2} \frac{1 - \lambda^2 \left(1 - \frac{1}{n} \right)}{1 + \lambda^3 \left(\frac{1}{n} - 1 \right)}$	7		TC_7	$C_7 = \frac{b^2(1 - \lambda)^2 [3 - b(1 - \lambda)]}{2 \left[1 + \lambda^3 \left(\frac{1}{n} - 1 \right) \right]}$
2		$\frac{M}{H} C_2$	$C_2 = \frac{3}{2} \frac{1 + \lambda^2 \left(\frac{1 - a^2}{n} - 1 \right)}{1 + \lambda^3 \left(\frac{1}{n} - 1 \right)}$	8		qHC_8	$C_8 = \left\{ \frac{a^4}{n} \lambda^4 - \left[\left(\frac{1}{n} - 1 \right) \times (6a - 8) a \lambda^4 \right] - a \lambda (6a \lambda - 8) \right\} \div 8 \left[1 + \lambda^3 \left(\frac{1}{n} - 1 \right) \right]$
3		$\frac{M}{H} C_3$	$C_3 = \frac{3}{2} \frac{1 - \lambda^2}{1 + \lambda^3 \left(\frac{1}{n} - 1 \right)}$	9		qHC_9	$C_9 = \frac{8\lambda - 6\lambda^2 + \lambda^4 \left(\frac{3}{n} - 2 \right)}{8 \left[1 + \lambda^3 \left(\frac{1}{n} - 1 \right) \right]}$
4		$\frac{M}{H} C_4$	$C_4 = \frac{3}{2} \frac{2b(1 - \lambda) - b^2(1 - \lambda)^2}{1 + \lambda^3 \left(\frac{1}{n} - 1 \right)}$	10		qHC_{10}	$C_{10} = \left\{ 3 - b^3(1 - \lambda)^3 \times [4 - b(1 - \lambda)] + 3\lambda^4 \left(\frac{1}{n} - 1 \right) \right\} \div 8 \left[1 + \lambda^3 \left(\frac{1}{n} - 1 \right) \right]$
5		TC_5	$C_5 = \left\{ 2 - 3a\lambda + \lambda^3 \left[\frac{(2 + a)(1 - a)^2}{n} - (2 - 3a) \right] \right\} \div 2 \left[1 + \lambda^3 \left(\frac{1}{n} - 1 \right) \right]$	11		qHC_{11}	$C_{11} = \frac{3 \left[1 + \lambda^3 \left(\frac{1}{n} - 1 \right) \right]}{8 \left[1 + \lambda^3 \left(\frac{1}{n} - 1 \right) \right]}$

注: 表中 $n = I_u/I_l$, $\lambda = H_u/H$, $1 - \lambda = H_l/H$ 。

图 8.1.18 ~ 图 8.1.20 则是以图表的形式给出三种受力情况的位移系数 C_0 和部分反力系数 C_i 。其他受力情况的系数请查有关手册。

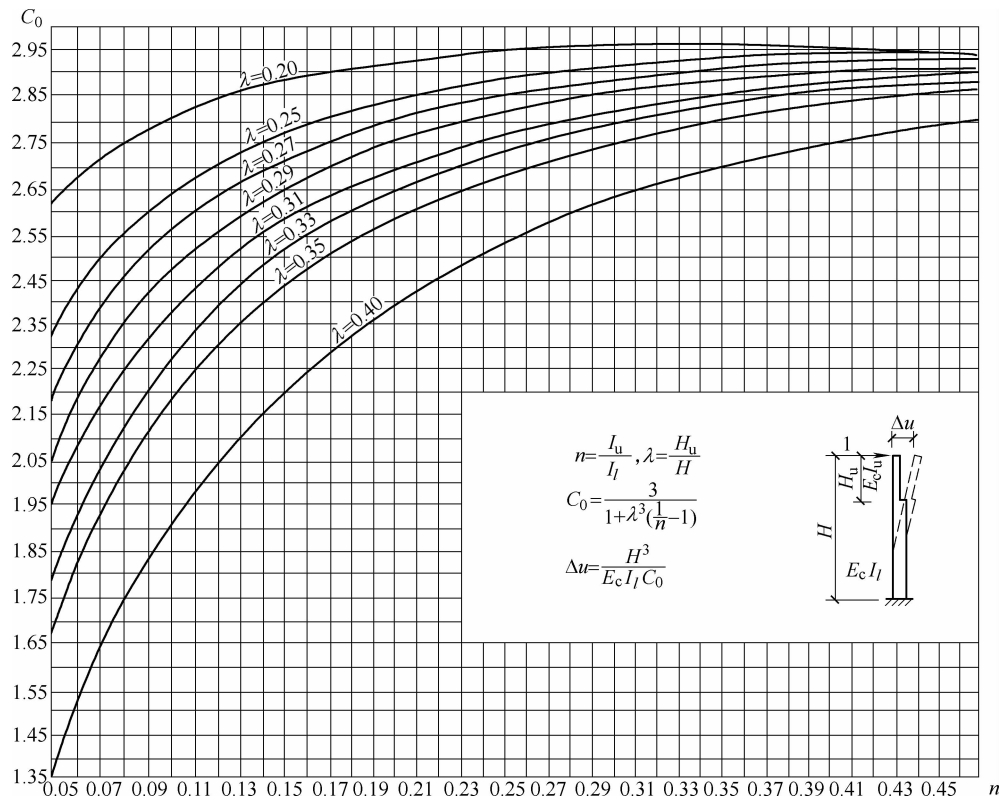


图 8.1.18 柱顶单位集中荷载作用下系数 C_0 的数值

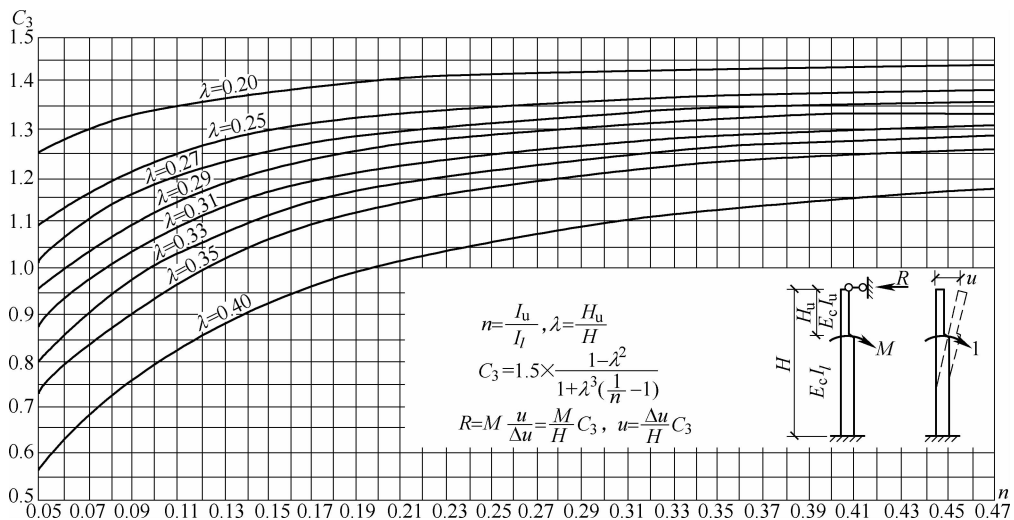
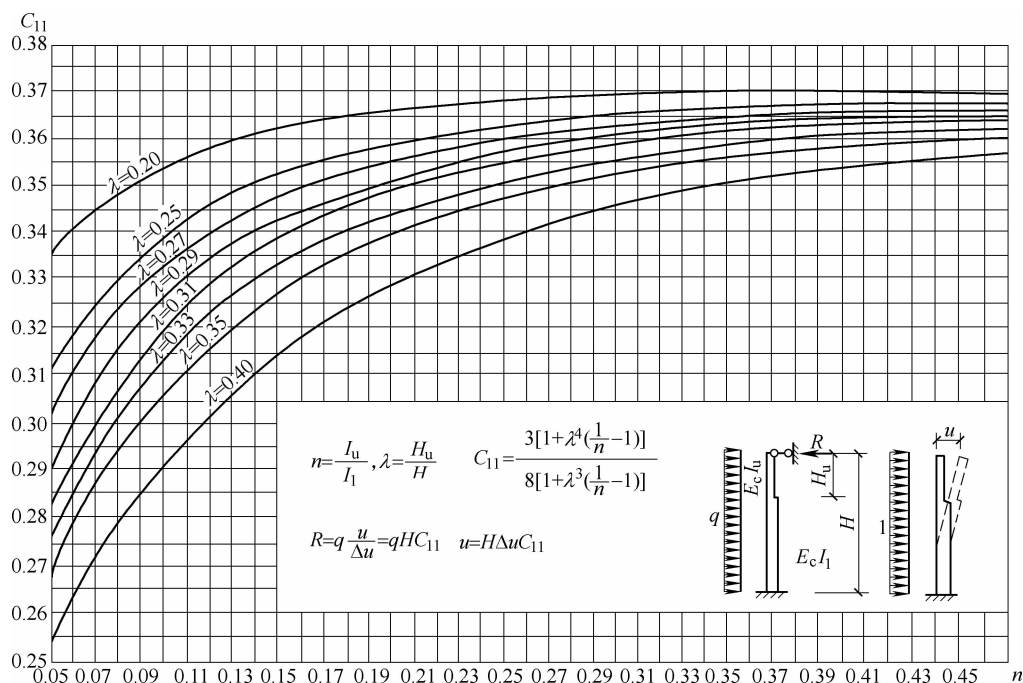


图 8.1.19 力矩作用在牛腿顶面时系数 C_3 的数值

图 8.1.20 水平均布荷载作用在整个上、下柱时系数 C_{11} 的数值**真题****【8.1.1】** (2001 年二级考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

抗风柱 A 的计算简图如图 8.1.21 所示, 上柱截面 $b \times h = 450\text{mm} \times 300\text{mm}$, 下柱截面 $b \times h = 450\text{mm} \times 600\text{mm}$, 作用在抗风柱 A 上的风荷载标准值为 $q_k = 1.7\text{kN/m}$ 。试问, 抗风柱 A 的柱顶反力 R (设计值) 最接近于下列何项数值?

- (A) 13.52kN (B) 9.96kN
(C) 14.00kN (D) 12.49kN

附求柱顶反力 R 的公式, $n = I_1/I_2$ $\lambda = H_1/H_2$

$$C_{11} = \frac{3 \left[1 + \lambda^4 \left(\frac{1}{n} - 1 \right) \right]}{8 \left[1 + \lambda^3 \left(\frac{1}{n} - 1 \right) \right]}$$

$$R = C_{11} q H_2$$

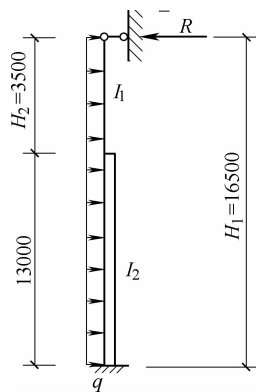


图 8.1.21

【答案】 (C)**【解答】** 风荷载设计值为 $q = 1.4q_k = 1.4 \times 1.7\text{kN/m}$

$$I = \frac{bh^3}{12}, I_1 = \frac{0.45 \times 0.3^3}{12}, I_2 = \frac{0.45 \times 0.6^3}{12}, n = \frac{I_1}{I_2} = \frac{0.3^3}{0.6^3} = \frac{1}{2^3} = \frac{1}{8}$$

$$\lambda = \frac{H_1}{H_2} = \frac{3500}{16500} = \frac{7}{33}, \frac{1}{n} = 8$$

$$C_{11} = \frac{3 \left[1 + \lambda^4 \left(\frac{1}{n} - 1 \right) \right]}{8 \left[1 + \lambda^3 \left(\frac{1}{n} - 1 \right) \right]} = \frac{3}{8} \times \frac{1 + \left(\frac{7}{33} \right)^4 (8-1)}{1 + \left(\frac{7}{33} \right)^3 (8-1)} = \frac{3}{8} \times \frac{33^4 + 7^5}{33^4 + 7^4 \times 33} = \frac{3608184}{10121232} = 0.3565$$

$$R = C_{11} q H_2 = 0.3565 \times 1.4 \times 1.7 \times 16.5 = 14.0 \text{ kN}$$

二、有侧移排架的内力计算——剪力分配法

(一) 剪力分配法的基本运算

现通过图 8.1.22 所示的排架来介绍剪力分配法, 这是一个最简单的排架, 采用等截面柱仅在柱顶作用一个水平集中力 P 。

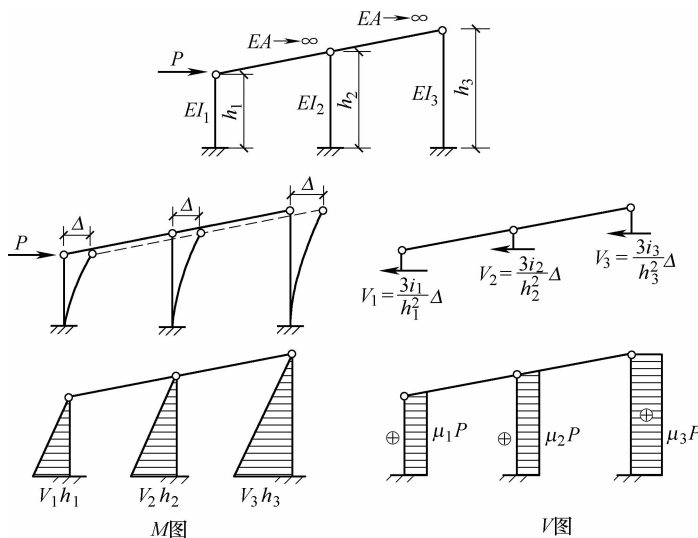


图 8.1.22

根据排架计算基本假定, 各柱柱顶的侧移值应相等, 即根据变形协调条件——各柱顶侧向位移相等得

$$\Delta_1 = \Delta_2 = \cdots = \Delta_i \cdots = \Delta_n = \Delta \quad (8.1.4)$$

根据力的平衡条件——以横梁为隔离体得

$$V_1 + V_2 + \cdots + V_i + \cdots + V_n = P = \sum_{i=1}^n V_i \quad (8.1.5)$$

此处, V_i 为各柱所分担的柱顶剪力值, P 为作用于该排架柱顶的水平力。

根据力和变形之间的物理关系——各柱柱顶位移 Δ 和剪力 V_i 成正比, 得

$$V_i = d_i \Delta \quad (8.1.6)$$

此处, d_i 是第 i 根立柱的侧移刚度。

故 $P = \sum_{i=1}^n V_i = \Delta \sum_{i=1}^n d_i$, 则 $\Delta = \frac{P}{\sum d_i}$, 可得 $V_i = \frac{d_i}{\sum d_j} P$ 。令 $\mu_i = \frac{d_i}{\sum d_j}$, 则 $V_i = \mu_i P$ 。

$\sum d_j$ 为排架计算单元中各立柱侧移刚度之和, 即为排架的侧移刚度。这些侧移刚度是立柱的固有力学特征, 事先均可算出 (见表 7.1.1), 这样 μ 也可确定。 μ_i 是立柱侧移刚度与排架的侧移刚度之比值, 称为剪力分配系数, 即

$$\mu_i = \frac{d_i}{\sum d_j} \quad (8.1.7)$$

利用剪力分配系数, 可根据排架承受的总剪力计算各柱剪力, 即

$$V_i = \mu_i P \quad (8.1.8)$$

由剪力可算出底部杆端弯矩:

$$M_i = V_i h_i \quad (8.1.9)$$

柱子弯矩图如图 8.1.23 所示。

上述方法称为剪力分配法。

剪力分配法的计算步骤是:

- 1) 计算各立柱的剪力分配系数, 见式 (8.1.7)。
- 2) 计算柱顶总剪力 P 。
- 3) 计算各立柱剪力 $V_i = \mu_i P$ 。
- 4) 计算各立柱杆端弯矩 $M_i = V_i h_i$, h_i 为柱高。

【8.1.2】 水平集中力作用于柱顶时的剪力分配法应用

条件: 如图 8.1.24a 所示结构, 两根横梁均为刚性横梁。圆圈数值表示柱子的相对线刚度。

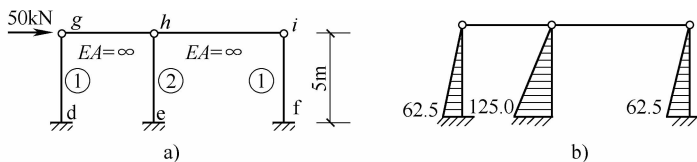


图 8.1.24

a) 计算简图 b) M 图 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)

要求: 绘 M 图。

【解答】 (1) 计算剪力分配系数 μ :

$$\text{边柱侧移刚度} \quad d_1 = d_3 = \frac{3i}{h^2} = \frac{3 \times 1}{5^2} = 0.12$$

$$\text{中柱侧移刚度} \quad d_2 = \frac{3i}{h^2} = \frac{3 \times 2}{5^2} = 0.24$$

$$\mu_1 = \mu_3 = \frac{d_1}{\sum d_i} = \frac{0.12}{0.12 + 0.24 + 0.12} = 0.25$$

$$\mu_2 = \frac{d_2}{\sum d_i} = \frac{0.24}{0.48} = 0.5$$

(2) 计算各柱剪力:

$$V_1 = V_3 = \mu_1 \times P = 0.25 \times 50 = 12.5 \text{ kN}$$

$$V_2 = 0.5 \times 50 = 25 \text{ kN}$$

(3) 计算各柱弯矩:

柱底弯矩:

$$M_1 = M_3 = V_1 h = 12.5 \times 5 = 62.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = V_2 h = 25 \times 5 = 125.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(4) 绘 M 图：如图 8. 1. 24b 所示。

(二) 任意荷载作用下排架柱计算

风荷载、竖向荷载、横向水平荷载等一般荷载作用于排架柱的情况与单个水平力作用于排架柱顶的情况不同，不能直接进行剪力分配，需按下列“先锁、后松、再叠加”的步骤进行内力分析：

第一步“先锁”，先在排架柱顶部附加一个支座链杆以阻止其水平侧移，成为无侧移的平面排架。求出在已知荷载作用下水平支杆中的反力 R 及柱顶剪力。此时两柱的柱顶剪力分别为 R 与 0 。

第二步“后松”，撤除附加支座链杆，将支杆中的反力 R 以相反方向作用于排架上，以期恢复到原来的结构体系情况。并根据各柱的刚度比例进行剪力分配，求得两柱顶的剪力分别为 $\mu_A R$ 与 $\mu_B R$ 。

第三步“再叠加”，将上述两步的柱顶剪力考虑正负方向（柱顶剪力方向以使相邻小段顺时针转为“+”，反之为“-”）后进行叠加，即得柱顶剪力。根据求得的柱顶剪力和各柱所受的荷载，求出各柱的内力，作出内力图。

与“力矩分配法”比较，“剪力分配法”的计算步骤与“力矩分配法”是相似的，表 8. 1. 3 列出了两种计算方法的比较。

表 8. 1. 3 计算步骤的对比

		力矩分配法	剪力分配法
对 象		与同一节点相交的所有杆件	同一个排架计算单元中的所有柱
步 骤	先锁	固定节点，限制转动，求约束力矩	固定柱顶，限制移动，求支杆反力
	后松	放松节点，分配约束力矩	放松柱顶，分配支杆反力
	叠加	叠加得到实际杆端弯矩	叠加得到实际柱顶剪力

现以一榀单跨对称排架承受水平均布风荷载时的内力计算（图 8. 1. 25）为例来具体说明上述计算步骤：

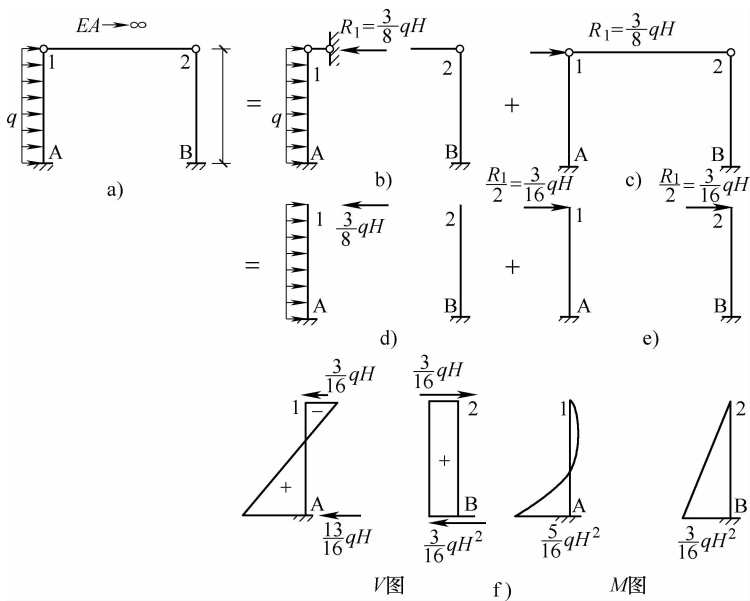


图 8. 1. 25 水平均布荷载作用下单跨对称排架柱的内力图

第一步“先锁”，先在排架柱顶部附加一个水平链杆支座，在水平均布荷载作用下，附加水平支杆的反力由表 7.2.1 可得，为 $R_1 = \frac{3}{8}qh$ ($\leftarrow$)。这时 A 柱的柱顶剪力 $V_1' = -\frac{3}{8}qH$ ，B 柱的柱顶剪力 $V_2' = 0$ 。如图 8.1.25d 所示。

第二步“后松”，撤除附加水平链杆支座，将附加支杆中的反力 R_1 反向作用于排架柱顶，由于排架对称，两柱刚度相等，剪力分配系数 $\mu_A = \mu_B = \frac{1}{2}$ ，两柱柱顶的剪力相等，即 $V_1'' = V_2''$

$$= \frac{R_1}{2} = \frac{1}{2} \frac{3qH}{8} = \frac{3}{16}qH, \text{ 如图 8.1.25e 所示。}$$

第三步“再叠加”，叠加上述两步的柱顶剪力，得

$$\left. \begin{aligned} V_1 &= V_1' + V_1'' = -\frac{3}{8}qH + \frac{3}{16}qH = -\frac{3}{16}qH \\ V_2 &= V_2' + V_2'' = 0 + \frac{3}{16}qH = \frac{3}{16}qH \end{aligned} \right\}$$

可见，两个柱顶剪力大小相等，方向相反。

利用平衡条件求得，柱底内力

$$\left. \begin{aligned} M_A &= V_1 H + \frac{1}{2}qH^2 = -\frac{3}{16}qH^2 + \frac{1}{2}qH^2 = \frac{5}{16}qH^2 \text{ (左侧受拉)} \\ V_A &= V_1 + qH = -\frac{3}{16}qH + qH = \frac{13}{16}qH \\ M_B &= V_2 H = \frac{3}{16}qH^2 \text{ (左侧受拉)} \\ V_B &= V_2 = \frac{3}{16}qH \end{aligned} \right\}$$

两柱的最后内力图如图 8.1.25f 所示。

【8.1.3】排架弯矩计算

要求：作图 8.1.26a 所示排架的弯矩图。

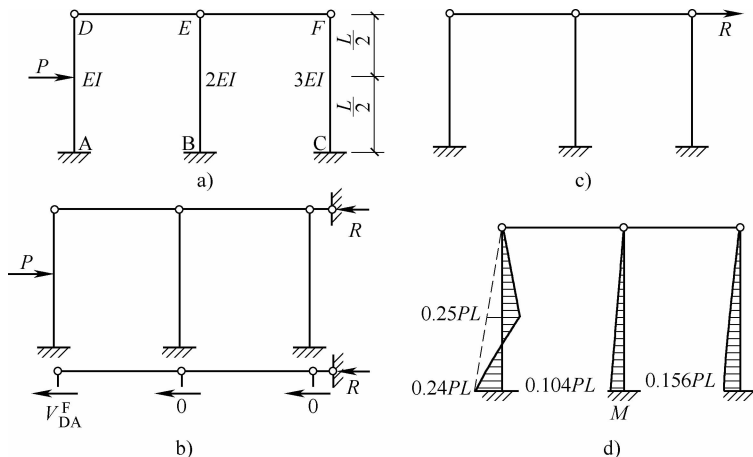


图 8.1.26

【解答】 在节点 F 上附加一支杆 (图 8.1.26b)。查表 7.1.1 得固端弯矩及剪力

$$V_{DA}^F = -\frac{5P}{16}$$

由横梁的平衡 (图 8.1.26b) $\sum X=0$, 得

$$R = -V_{DA}^F = \frac{5P}{16}$$

将 R 反向加在横梁上 (图 8.1.26c), 各柱柱顶的剪力分配系数为

$$\eta_{DA} = \frac{3 \frac{EI}{l^3}}{3 \left(\frac{EI}{l^3} + \frac{2EI}{l^3} + \frac{3EI}{l^3} \right)} = 0.167, \quad \eta_{EB} = 0.333, \quad \eta_{FC} = 0.5$$

各柱柱顶最终剪力等于分配剪力和固端剪力的叠加

$$V_{DA} = \eta_{DA} R + V_{DA}^F = 0.167 \times \frac{5P}{16} - \frac{5P}{16} = -0.26P$$

$$V_{EB} = \eta_{EB} R = 0.104P$$

$$V_{FC} = \eta_{FC} R = 0.156P$$

作弯矩图如图 8.1.26d 所示。

【8.1.4】 风荷载作用下单跨排架的内力计算

条件: 图 8.1.27 为车间的平面、剖面示意图, 车间长度为 90m, 屋盖采用钢筋混凝土屋架、大型屋面板带壁柱砖墙承重。在风荷载作用下, 柱顶集中力 $W_1 = 2.38\text{kN}$, 迎风柱均布荷载 $w_1 = 2.45\text{kN/m}$, 背风柱均布荷载 $w_2 = 1.52\text{kN/m}$ 。

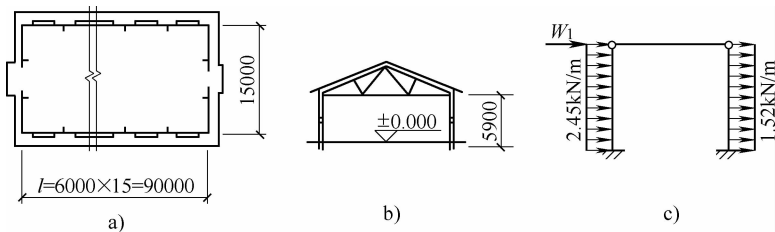


图 8.1.27

要求: 车间在风荷载作用下的柱底内力。

【解答】 由于车间对称, 两柱刚度相同, 所以其剪力分配系数相等, 即 $\mu = 1/2$, 此结构属砌体结构中的弹性方案。

(1) 求柱顶剪力:

1) 在 w_1 、 w_2 作用下的柱顶水平链杆支点的反力 (图 8.1.28a):

$$R_{Aw_1} = \frac{3}{8} w_1 H = \frac{3}{8} \times 2.45 \times 5.9 = 5.42\text{kN}$$

$$R_{Bw_2} = \frac{3}{8} w_2 H = \frac{3}{8} \times 1.52 \times 5.9 = 3.36\text{kN}$$

2) 在 W_1 、 w_1 、 w_2 作用下的柱顶剪力 (图 8.1.28b):

$$V_{A1} = \frac{1}{2}(W_1 - R_{Aw1} + R_{Bw2}) = \frac{1}{2}(2.38 - 5.42 + 3.36) = 0.16 \text{ kN}$$

$$V_{B1} = \frac{1}{2}(W_1 + R_{Aw1} - R_{Bw2}) = \frac{1}{2}(2.38 + 5.42 - 3.36) = 2.22 \text{ kN}$$

(2) 求柱底内力 (图 8.1.28c):

$$M_A = V_{A1}H + \frac{1}{2}w_1H^2 = 0.16 \times 5.9 + \frac{1}{2} \times 2.45 \times 5.9^2 = 43.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_A = V_{A1} + w_1H = 0.16 + 2.45 \times 5.9 = 14.62 \text{ kN}$$

$$M_B = V_{B1}H + \frac{1}{2}w_2H^2 = 2.22 \times 5.9 + \frac{1}{2} \times 1.52 \times 5.9^2 = 39.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_B = V_{B1} + w_2H = 2.22 + 1.52 \times 5.9 = 11.19 \text{ kN}$$

柱内力图如图 8.1.28c 所示。

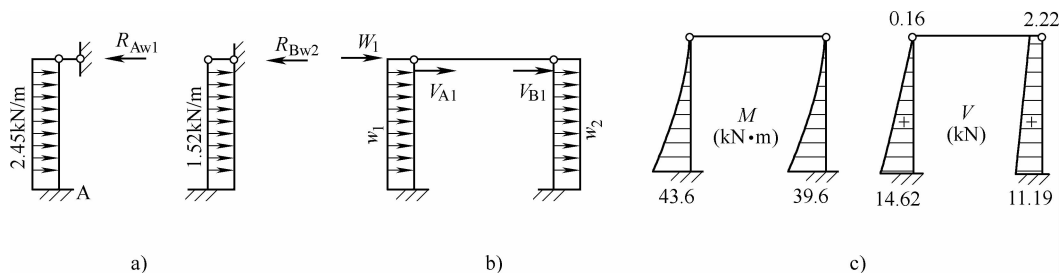


图 8.1.28

真题

【8.1.5】(2000 年一级考题, 原题连锁题中的一道子题, 现经改写, 已成一道独立题)

某底层框架砖房建筑, 平面布置图如图 8.1.29 所示, 某榀底层框架受水平力作用如图 8.1.30 所示。试判明③轴柱的柱顶剪力 V_B 应为下列何项数值?

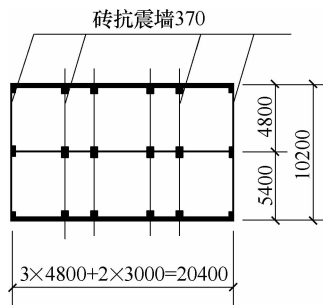


图 8.1.29

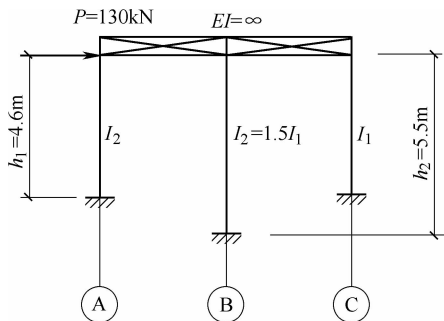


图 8.1.30

提示: 柱顶产生单位线位移时, 单根柱的侧移刚度 $K_c = \frac{12EI}{h^3}$

(A) 52.1 kN

(B) 39.64 kN

(C) 45.65 kN

(D) 34.7 kN

【答案】(B)

【解答】剪力分配法

$$K = \frac{12EI}{h^3}, K_A = K_C = \frac{12EI_1}{4.6^3}, K_B = \frac{12E \times 1.5I_1}{5.5^3} = \frac{18EI_1}{5.5^3}$$

$$\nu_B = \frac{K_B}{\sum K_i} = \frac{\frac{18EI_1}{5.5^3}}{2 \times \frac{12EI_1}{4.6^3} + \frac{18EI_1}{5.5^3}} = \frac{\frac{3}{5.5^3}}{\frac{4}{4.6^3} + \frac{3}{5.5^3}} = \frac{3 \times 4.6^3}{4 \times 5.5^3 + 3 \times 4.6^3} = \frac{292.008}{957.508} = 0.305$$

$$V_B = \nu_B P = 0.305 \times 130 = 39.65 \text{ kN}$$

第二节 框架的内力计算

D 值法和反弯点法是水平荷载作用下框架结构内力计算的近似法。

一、框架内力计算

(一) 基本思路

框架的水平荷载主要有风荷载和地震作用，它们都可以简化为框架节点水平集中荷载的作用。在水平荷载作用下，框架的弯矩图如图 8.2.1 所示。

因无杆上荷载，各杆的弯矩图都是直线，各杆都有一个弯矩为零的点称为反弯点。当然，各杆的反弯点位置未必相同。图 8.2.2 列出框架在节点水平外荷载作用下的变形情况。

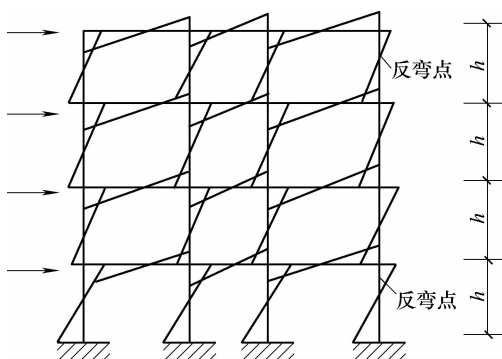


图 8.2.1 框架在水平荷载下的弯矩示意图

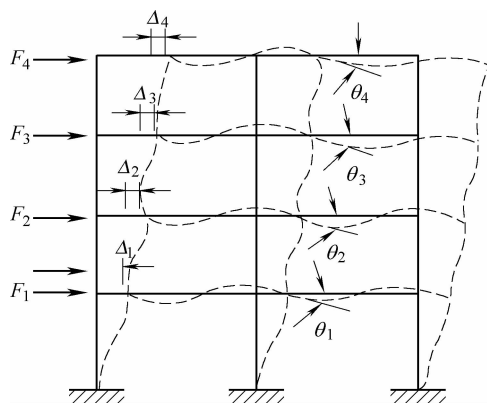


图 8.2.2 框架在水平荷载下的变形示意图

框架在节点水平荷载作用下，每一节点除有一个相对水平位移（即层间位移） Δ_1 、 $\Delta_2 \cdots \Delta_m$ 之外，还有一个节点转角 θ_1 、 $\theta_2 \cdots \theta_n$ 。由于框架越靠近下层其层间剪力越大，因而层间水平位移和转角越靠近下层也就越大，即 $\Delta_1 > \Delta_2 > \cdots > \Delta_m$ 和 $\theta_1 > \theta_2 > \cdots > \theta_n$ 。各层间水平位移 Δ 引起柱的变形特点，不论 Δ 大小如何，柱上下两端引起的弯矩相同，柱上、下两段弯曲方向相反，其反弯点都在柱高的中点。各层间柱上、下端的转角 θ 一般来说很小，其对框架内力的影响远远小于水平位移 Δ 对内力的影响。各层柱上、下端的转角引起柱的变形特点，同样是两个反向曲线，其反弯点的位置亦在柱高的中部，由于柱上、下两端的转角不一定相同，所以不一定是柱高中点。综合这两种变形特点，可确认反弯点的位置就在柱高的中部。寻找出反弯点的位置是确定内力的第一项重要内容。

由于在反弯点处曲率为零，弯矩为零，在此截面，柱仅承受由外荷引起的剪力和轴力，因而可在反弯点处加一个铰。这样就可将图 8.2.3a 所示原框架结构转化为图 8.2.3b 所示的结构

计算简图。再将图 8.2.3b 分解为图 8.2.3c 所示的一组单层小开口框架。各层铰处的层间剪力等于该铰截面以上的外荷。若能确定各柱的抗侧刚度就能按各柱的刚度比将层间剪力分配给各柱。有了每层各柱的剪力，即可按静定方法绘出各小开口框架的弯矩图，如图 8.2.3c 所示（梁弯矩未绘出），然后组合各单层小开口框架的弯矩图即得整体框架在外荷载作用下柱的弯矩图，如图 8.2.3d 所示。所以寻找柱的侧移刚度是计算内力的另一项重要内容。

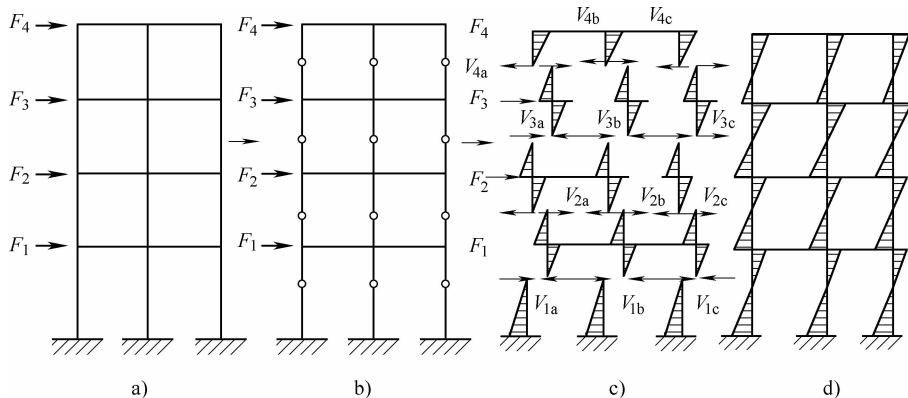


图 8.2.3 计算简图

真题

【8.2.1】（1999 年一级考题）

用 D 值法分析多层多跨框架在水平荷载作用下的内力时，对除底层柱底外的其余各层梁、柱节点的转角所作的假定，应为下列何项所述？

- (A) 所有各层梁、柱节点的转角均为 0
- (B) 同一柱上、下节点转角相等，且同层各柱上、下节点转角也相等
- (C) 同一柱上、下节点转角不相等，且同层各柱上节点转角或下节点转角分别也不相等
- (D) 同一柱上、下节点转角不相等，但同层各柱的上节点转角或下节点转角分别相等

【答案】(B)

【解答】框架在节点水平荷载作用下，每一节点除有一个相对水平位移（即层间位移） Δ 之外，还有一个节点转角 θ 。由于框架越靠近下层其层间剪力越大，因而层间水平位移和转角越靠近下层也就越大。同一柱、同一层柱，上下端所连接的梁线刚度一般不同，约束不同，所以转角也不相同。但在用 D 值法分析梁柱线刚度比小于 3 的框架时，为简化计算假定为 (B)，参见 268 页 (2)。

(二) 转角位移方程

柱内反弯点的位置以及柱的抗侧刚度都与梁柱的线刚度有关，与柱端的支承条件有关。图 8.2.4 给出了一个规则框架，不在底层的某柱 AB 的柱端支承条件。所谓规则框架，如图 8.2.4a 所示，是指层高、跨度、柱的线刚度和梁的线刚度分别相等的框架。框架在水平荷载作用下产生变形后，柱 AB 到达了新的位置 A'B'。A' 与 B' 在水平方向上的位移差为 Δ ，得旋转角为 $\varphi = \Delta/h$ ，柱 AB 的上下端产生转角 θ_A 、 θ_B ，如图 8.2.4b 所示。

对于两端同时存在转角位移和相对线位移的杆件，计算位移和内力之间关系的转角位移方程可以从有关教材中找到，现直接引用于下。

$$M_{AB} = 4i_c \theta_A + 2i_c \theta_B - 6i_c \frac{\Delta}{h} \quad (8.2.1)$$

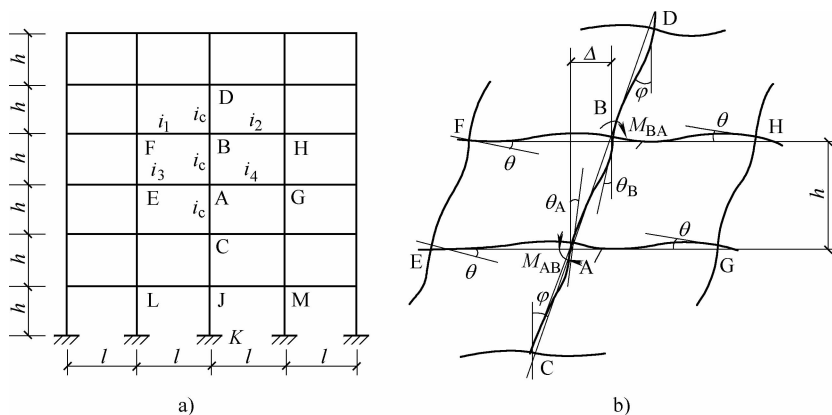


图 8.2.4 规则框架柱侧移刚度计算图

$$M_{BA} = 4i_c \theta_B + 2i_c \theta_A - 6i_c \frac{\Delta}{h}$$

此处, i_c 为柱的线刚度。

(三) 柱的抗侧刚度

现根据梁柱的线刚度比分两种情况讨论。

(1) 当假定横梁线刚度无限大, 柱按一端固定, 一端滑动 (即只能移动, 不能转动)

在实际工程中, 如果梁的线刚度比柱的线刚度大很多 ($i_b/i_c \geq 3$), 则可近似认为柱两端不能转动, 梁柱节点的转角 θ 为零, 只有侧移 Δ 的框架在水平荷载作用下的变形如图 8.2.5a 所示。

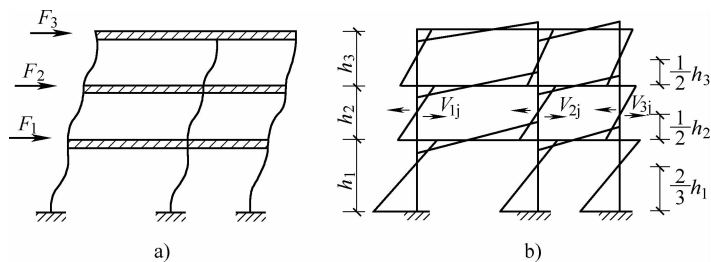


图 8.2.5 横梁线刚度无限大

根据式 (8.2.1), 当 $\theta_A = \theta_B = 0$ 时 (图 8.2.6), 则 $M_{AB} = M_{BA} = -6i_c \frac{\Delta}{h}$

$$V = \frac{12i_c}{h^2} \Delta$$

式中 i_c ——柱线刚度;

h ——柱高。

令

$$d = \frac{V}{\Delta} \quad (8.2.2)$$

$$d = \frac{12i_c}{h^2} \quad (8.2.3)$$

d 称为柱的抗侧刚度, 即单位侧移下的剪力。这种情况下反弯点在柱高的中点。

(2) 梁柱线刚度比小 ($i_b/i_c < 3$), 杆端有相对位移 Δ , 且有转角 θ 时 (图 8.2.7), 为简化计算, 作如下假定:

1) 柱 AB 以及与之相邻的各杆件杆端转角相等均为 θ , 即 $\theta_A = \theta_B = \theta$ 。

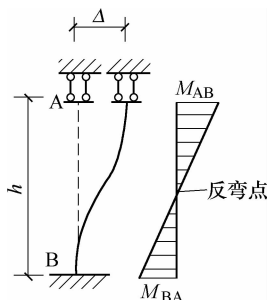


图 8.2.6

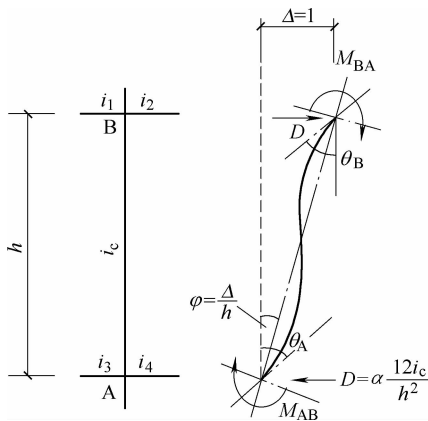


图 8.2.7

2) 柱 AB 以及与之相邻的上下层柱的弦转角相等, 均为 $\varphi = \Delta/h$ 。

3) 柱 AB 以及与之相邻的上下层柱的线刚度相等, 均为 i_c 。

由上述假定和式 (8.2.1) 转角位移方程, 可求出与节点 A 和节点 B 相邻杆件的杆端弯矩, 如图 8.2.4b 所示。

$$\begin{aligned} M_{AB} = M_{BA} = M_{AC} = M_{BD} \\ = 4i_c\theta + 2i_c\theta - 6i_c\frac{\Delta}{h} = 6i_c(\theta - \varphi) \end{aligned}$$

$$M_{AE} = 4i_3\theta + 2i_3\theta = 6i_3\theta, M_{AG} = 6i_4\theta$$

$$M_{BF} = 6i_1\theta, M_{BH} = 6i_2\theta$$

由节点 A 和节点 B 的力矩平衡条件, 分别可得

$$6(i_3 + i_4 + 2i_c)\theta - 12i_c\varphi = 0$$

$$6(i_1 + i_2 + 2i_c)\theta - 12i_c\varphi = 0$$

将上两式相加, 化简后可得

$$\theta = \frac{2}{2 + \frac{\sum i}{2i_c}}\varphi = \frac{2\varphi}{2 + K} \quad (8.2.4)$$

式中 $\sum i = i_1 + i_2 + i_3 + i_4$, $\bar{K} = \frac{\sum i}{2i_c}$, $\bar{K}$ 称为梁柱线刚度比。

柱 AB 所受到的剪力为

$$V_{AB} = -\frac{M_{AB} + M_{BA}}{h} = \frac{-2[6i_c(\theta - \varphi)]}{h} = \frac{12i_c}{h}(\varphi - \theta)$$

将式(8.2.4)代入可得

$$V_{AB} = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} \frac{12i_c}{h} \varphi = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} \frac{12i_c}{h^2} \Delta$$

由此得柱的侧移刚度用 D 表示

$$D = \frac{V_{AB}}{\Delta} = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} \frac{12i_c}{h^2} = \alpha_c \frac{12i_c}{h^2} \quad (8.2.5)$$

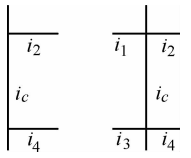
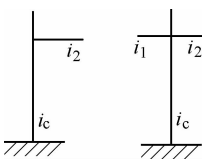
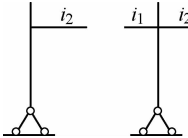
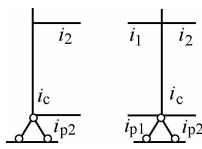
对比式(8.2.3), 有

$$\alpha_c = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} \quad (8.2.6)$$

由 α_c 表达式可知, α_c 值表示梁柱刚度比对柱刚度的影响, 节点转动的大小取决于梁对节点的转动约束程度, 梁刚度越大, 对柱转动的约束能力越大, 节点转角越小, α_c 就越接近于 1。当梁柱刚度比 K 值无限大时, $\alpha_c = 1$, 所得 D 值与 d 值相等。当梁线刚度相对较小时, $\bar{K}$ 值较小, $\alpha_c < 1$, $D < d$ 值。反映了由于节点转动导致柱抵抗侧移能力的降低程度。因此, α_c 被称为柱刚度修正系数。

对于框架的底层柱, 由于底端为固结支座, 无转角, 推导思路类似, 过程从略, 所得底层柱的 K 值及 α_c 值不同于上层柱。现将 $\bar{K}$ 及 α_c 的计算公式归纳于表 8.2.1 中。

表 8.2.1 不同情况下 α_c 和 $\bar{K}$ 计算公式

楼 层		简 图	$\bar{K}$	α_c
一般层			$\bar{K} = \frac{i_1 + i_2 + i_3 + i_4}{2i_c}$	$\alpha_c = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$
底 层	固接		$\bar{K} = \frac{i_1 + i_2}{i_c}$	$\alpha_c = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$
	铰接		$\bar{K} = \frac{i_1 + i_2}{i_c}$	$\alpha_c = \frac{0.5\bar{K}}{1 + 2\bar{K}}$
	铰接有连梁		$\bar{K} = \frac{i_1 + i_2 + i_{p1} + i_{p2}}{2i_c}$	$\alpha_c = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

注: 边柱情况下, 式中 i_1 、 i_3 或 i_{p1} 取 0 值。

上述 d 值及 D 值是在不同条件下的柱抗侧刚度, 可利用它们求得框架在水平荷载作用下柱的剪力。

用 d 值求解框架内力被称为反弯点法, 反弯点法假定梁刚度无限大, 节点无转角, 除底层柱外, 柱的反弯点都在柱高中点, 底层柱则取离柱底 $\frac{2}{3}$ 柱高处。实际工程中当 $i_b/i_c \geq 3$ 时, 才可用反弯点法计算。

用 D 值法求解框架内力时, 称为 D 值法, 考虑了节点转角的影响, 又称为改进的反弯点法。反弯点位置, 不一定在柱中点。要根据一些因素进行修正确定, D 值法较为精确, 也具有更普遍的意义。但由于在推导 α_c 式时作了一些假定, 仍属近似法。

(四) 剪力分配

在利用抗侧刚度作剪力分配时, 作了以下两个假定:

- (1) 忽略在水平荷载作用下柱的轴向变形, 柱的剪力只与水平位移有关。
- (2) 梁的轴向变形很小, 可以忽略, 因而同一楼层处柱端位移相等。

假定在同一楼层中各柱端的侧移相等, 则同层柱的相对位移 Δ 都相等, 由此可得到第 j 层各个柱子的剪力如下

$$\left. \begin{aligned} V_{1j} &= D_{1j} \Delta_j \\ V_{2j} &= D_{2j} \Delta_j \\ &\vdots \\ &\vdots \\ V_{ij} &= D_{ij} \Delta_j \end{aligned} \right\} \quad (8.2.7)$$

式中 i ——柱编号;

V_{ij} 、 D_{ij} ——第 j 层第 i 根柱子的剪力及抗侧刚度。

假定有 m 根柱:

$$\text{因为} \quad V_{1j} + V_{2j} + \cdots + V_{mj} = V_{pj} \quad (8.2.8)$$

$$\text{所以} \quad \Delta_j (D_{1j} + D_{2j} + \cdots + D_{mj}) = V_{pj}$$

$$\Delta_j = \frac{V_{pj}}{\sum_{i=1}^m D_{ij}} \quad (8.2.9)$$

将 Δ 代入式 (8.2.2), 可得

$$\begin{aligned} V_{1j} &= \frac{D_{1j}}{\sum_{i=1}^m D_{ij}} V_{pj} \\ V_{2j} &= \frac{D_{2j}}{\sum_{i=1}^m D_{ij}} V_{pj} \\ &\vdots \\ V_{ij} &= \frac{D_{ij}}{\sum_{i=1}^m D_{ij}} V_{pj} \end{aligned} \quad (8.2.10)$$

V_{vj} 是第 j 层总剪力, 式 (8.2.10) 即柱的剪力分配公式。

从上面推导过程可见, 式 (8.2.10) 不限于一榀框架中各柱的剪力分配, 也可推广适用于整个框架结构, 这时式 (8.2.10) 中的 V_{vj} 为该框架结构第 j 层的总剪力, m 为该框架结构 j 层所有柱的总数。在剪力分配时, 将整个结构层的总剪力直接分配到该层各柱往往更为方便而直接, 不必经过先分配到每榀框架, 再分配到柱这个过程。

(五) 反弯点高度比 y

反弯点到柱底距离与柱高度的比值称为反弯点高度比, 反弯点到柱底距离即为 yh 。

D 值法在确定柱反弯点位置时, 要考虑影响柱上下节点转角的各种因素, 即柱上下端的约束条件。如图 8.2.8a 所示, 可见当两端约束相同时, $\theta_j = \theta_{j-1}$, 反弯点在中点, 当两端约束不相同, $\theta_j \neq \theta_{j-1}$, 反弯点则移向转角较大的一端, 也就是移向约束刚度较小的一端, 其极端情况如图 8.2.8b 所示, 图中一端铰接, 该端转动约束刚度为 0, 弯矩为 0, 即反弯点与该铰接端重合。

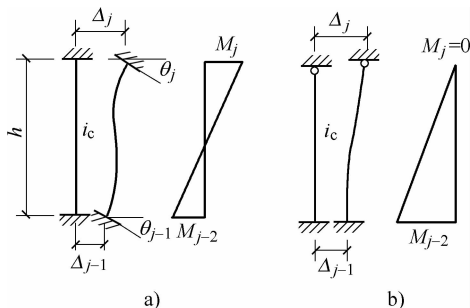


图 8.2.8 反弯点到柱底距离

影响柱两端约束刚度的主要因素是:

- (1) 结构总层数与该层所在位置。
- (2) 梁柱线刚度比。
- (3) 上层与下层梁刚度比。
- (4) 上、下层层高变化。

反弯点高度比 y 用下式计算

$$y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3 \quad (8.2.11)$$

式中 y_0 ——标准反弯点高度比, 它是在假定各层层高相等、各层梁线刚度相等的情况下通过理论推导得到的, 分为均布水平力和三角形分布水平力两种作用;

y_1, y_2, y_3 ——考虑上、下梁刚度不同和上、下层层高有变化时反弯点位置变化的修正值。

1) 标准反弯点高度比。为使用方便, 已把标准反弯点高度比的值制成表格。在均布水平荷载下的 y_0 列于表 8.2.2 (本书仅列出部分)。在倒三角形分布荷载下的 y_0 列于表 8.2.3 (本书仅列出部分)。根据该框架总层数 m 及该层所在楼层 n 以及梁柱线刚度比 $\bar{K}$ 值 ($\bar{K}$ 值计算见表 8.2.1), 可从表中查得标准反弯点高度比 y_0 。

表 8.2.2 规则框架承受均布水平力作用时标准反弯点的高度比 y_0 值

m	n	$\bar{K}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
			0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
1	1	1	0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
	2	1	0.45	0.40	0.35	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
2	1	1	0.95	0.80	0.70	0.75	0.65	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50
	2	1	0.15	0.20	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	3	1	0.55	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
3	1	1	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55

(续)

m	$n \backslash \bar{K}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
4	4	-0.05	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	3	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	2	0.65	0.55	0.50	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	1	1.10	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55

注: $\bar{K} = \frac{i_1 + i_2 + i_3 + i_4}{2i}$ 。

表 8.2.3 规则框架承受倒三角形分布水平力作用时标准反弯点的高度比 y_0 值

m	$n \backslash \bar{K}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
1	1	0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
2	2	0.50	0.45	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50
	1	1.00	0.85	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
3	3	0.25	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50
	2	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.15	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
4	4	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	3	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	2	0.70	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	0.95	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55

2) 上下梁刚度变化时的反弯点高度比修正值 y_1 。当某柱的上梁与下梁刚度不等, 则柱上、下节点转角不同, 反弯点位置有变化, 修正值为 y_1 , 如图 8.2.9 所示。

当 $i_1 + i_2 < i_3 + i_4$ 时, 令 $\alpha_1 = (i_1 + i_2) / (i_3 + i_4)$

根据 α_1 和 $\bar{K}$ 值从表 8.2.4 中查出 y_1 , 这时反弯点应向上移, y_1 取正值。

当 $i_3 + i_4 < i_1 + i_2$ 时, 令 $\alpha_1 = (i_3 + i_4) / (i_1 + i_2)$

仍由 α_1 和 $\bar{K}$ 值从表 8.3.4 中查出 y_1 , 这时反弯点应向下移, y_1 取负值。

对于底层, 不考虑 y_1 修正值。

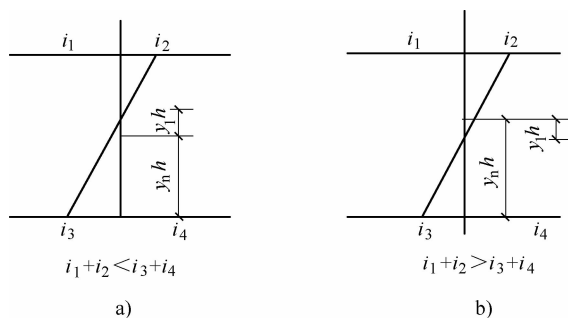


图 8.2.9 梁刚度变化对反弯点影响

表 8.2.4 上下层横梁线刚度比对 y_0 的修正值 y_1

$\alpha_1 \backslash \bar{K}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
0.4	0.55	0.40	0.30	0.25	0.20	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	0.05	0.05	0.05	0.05
0.5	0.45	0.30	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05
0.6	0.30	0.20	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0
0.7	0.20	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0	0
0.8	0.15	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0	0	0	0
0.9	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

注： $\frac{i_1}{i_c} \quad \frac{i_2}{i_c} \quad \alpha_1 = \frac{i_1 + i_2}{i_3 + i_4}$ ，当 $i_1 + i_2 > i_3 + i_4$ 时，则 α_1 取倒数，即 $\alpha_1 = \frac{i_3 + i_4}{i_1 + i_2}$ ，并且 y_1 值取负号“-”。

$\frac{i_3}{i_c} \quad \frac{i_4}{i_c} \quad \bar{K} = \frac{i_1 + i_2 + i_3 + i_4}{2i_c}$ 。

3) 上下层高度变化时反弯点高度比修正值 y_2 和 y_3 。层高有变化时，反弯点也有移动，如图 8.2.10 所示。

令上层层高和本层层高之比 $h_{上}/h = \alpha_2$ ，由表 8.2.5 可查得修正值 y_2 。当 $\alpha_2 > 1$ 时， y_2 为正值，反弯点向上移。当 $\alpha_2 < 1$ 时， α_2 为负值，反弯点向下移。

同理，令下层层高和本层层高之比 $h_{下}/h = \alpha_3$ ，由表 8.2.5 可查得修正值 y_3 。

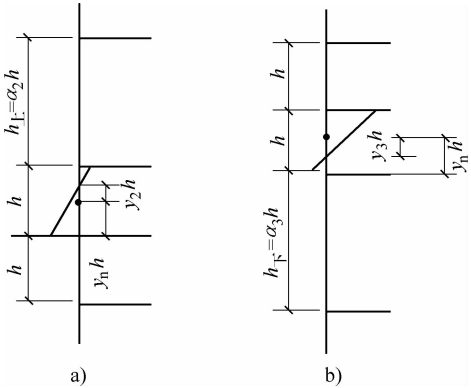
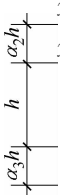


图 8.2.10 层高变化对反弯点影响

表 8.2.5 上下层高变化对 y_0 的修正值 y_2 和 y_3

$\alpha_2 \backslash \alpha_3 \backslash \bar{K}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
2.0	0.25	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0
1.8	0.20	0.15	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0
1.6	0.15	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0
1.4	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.2	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.8	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.6	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.4	-0.15	-0.10	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0	0.0	0.0
	-0.20	-0.15	-0.10	-0.10	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0	0.0
	-0.25	-0.15	-0.15	-0.10	-0.10	-0.10	-0.10	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0

注： y_2 ——按照 $\bar{K}$ 及 α_2 求得，上层较高时为正值；
 y_3 ——按照 $\bar{K}$ 及 α_3 求得。



(六) 框架内力计算

用 D 值法 (或者用反弯点法) 求得各柱剪力并确定了反弯点位置之后, 梁柱内力可以很容易求得。

(1) 由各柱剪力 V_{ij} , 及反弯点位置 y_{ij} 计算柱端弯矩。

j 层 i 柱上端弯矩 $M_{ij}^t = V_{ij}(1 - y_{ij})h_j$

j 层 i 柱下端弯矩 $M_{ij}^b = V_{ij}y_{ij}h_j$ (8.2.12)

(2) 根据节点平衡计算梁端弯矩之和, 再按左右梁的线刚度将弯矩分配到梁端, 如图 8.2.11 所示。

$$M_b^l = (M_{ij}^t + M_{i,j+1}^b) \frac{i_b^l}{i_b^l + i_b^r}$$

$$M_b^r = (M_{ij}^t + M_{i,j+1}^b) \frac{i_b^r}{i_b^l + i_b^r} \quad (8.2.13)$$

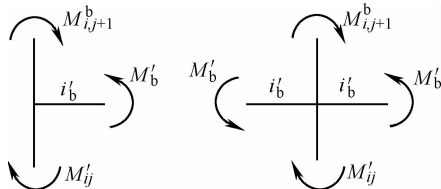


图 8.2.11

(3) 根据梁两端弯矩计算梁剪力 V_b 。

(4) 根据梁剪力计算柱轴力 N_c 。

(七) 算例

【8.2.2】 用反弯点法作框架的弯矩图

条件: 框架如图 8.2.12 所示, 圆圈内数字为相对线刚度。

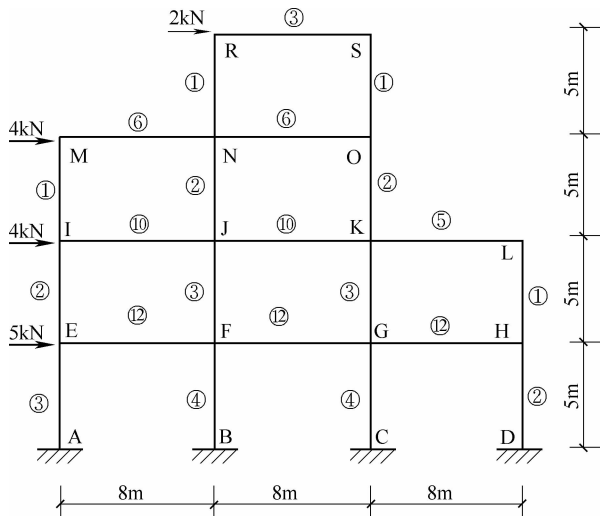


图 8.2.12

要求: 用反弯点法计算如图 8.2.12 所示的框架并画出弯矩图。

【解答】 设底层柱的反弯点在离底 $2/3$ 柱高度处, 其他各层柱的反弯点在柱高中点。在反弯点处将柱切开, 隔离体如图 8.2.13 所示。为了绘图方便, 本图将各层分别切开求剪力并合成了一个图。

柱的剪力用下式求得:

$$V = \frac{d_i}{\sum d_i} \sum P \quad (\text{式中 } \sum P \text{ 表示某反弯点以上所有水平外力作用之和})$$

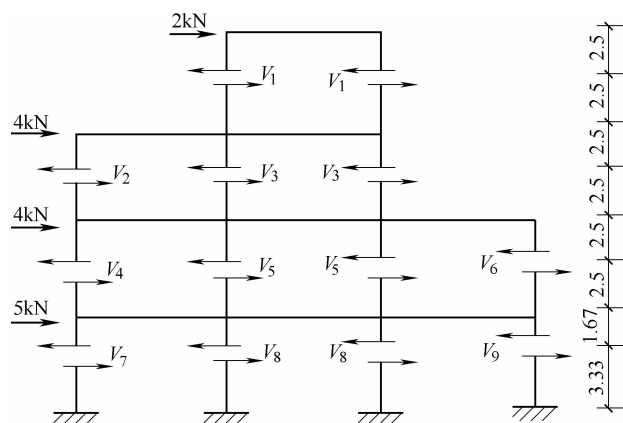


图 8.2.13

顶层柱剪力:

$$V_1 = \frac{1}{1+1} \times 2 = 1 \text{ kN}$$

第3层柱剪力:

$$V_2 = \frac{1}{1+2+2} \times (2+4) = 1.2 \text{ kN}$$

$$V_3 = \frac{2}{1+2+2} \times (2+4) = 2.4 \text{ kN}$$

第2层柱剪力:

$$V_4 = \frac{2}{2+3+3+1} \times (2+4+4) = 2.22 \text{ kN}$$

$$V_5 = \frac{3}{2+3+3+1} \times 10 = 3.33 \text{ kN}$$

$$V_6 = \frac{3}{2+3+3+1} \times 10 = 1.11 \text{ kN}$$

底层柱剪力:

$$V_7 = \frac{3}{3+4+4+2} \times (2+4+4+5) = 3.46 \text{ kN}$$

$$V_8 = \frac{4}{3+4+4+2} \times 15 = 4.62 \text{ kN}$$

$$V_9 = \frac{2}{3+4+4+2} \times 15 = 2.31 \text{ kN}$$

图 8.2.14 是刚架的 M 图。以节点 K 为例,说明柱端和梁端弯矩的计算,如图 8.2.15 所示。

柱:

$$M_{K0} = V_3 \times 2.5 = 2.4 \times 2.5 = 6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{KG} = V_5 \times 2.5 = 3.3 \times 2.5 = 8.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

节点不平衡弯矩: $M_{K0} + M_{KG} = -6.0 - 8.32 = -14.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$

梁:
$$M_{KJ} = \frac{10}{10+5} \times 14.32 = 9.55 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{KL} = \frac{5}{10+5} \times 14.32 = 4.77 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

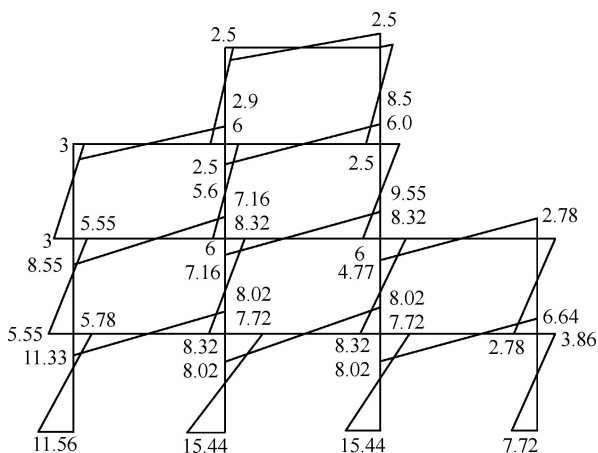


图 8.2.14

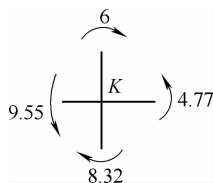


图 8.2.15

【8.2.3】用D值法作框架的弯矩图(三层)

条件: 图 8.2.16a 为三层框架结构的平面及剖面图。图 8.2.16b 给出了楼层标高处的总水平力及各杆线刚度相对值。

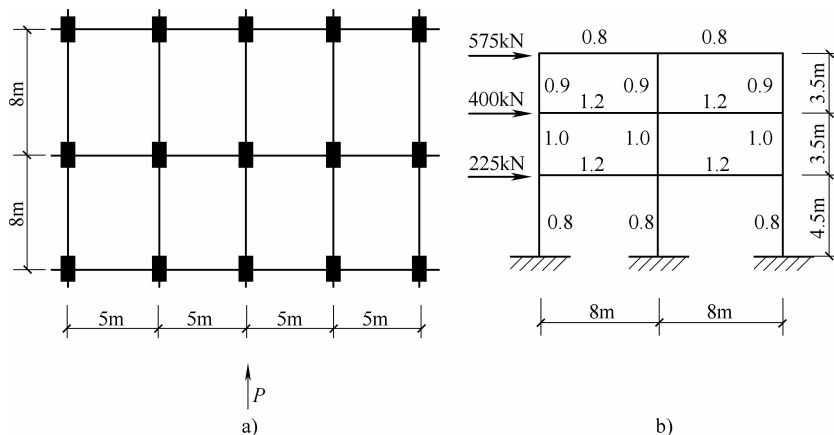


图 8.2.16

要求: 用D值法分析框架内力

【解答】

(1) 计算每根柱分配到的剪力。

计算各层柱D值见表 8.2.6。如图 8.2.16a 所示, 每层有 10 根边柱及 5 根中柱, 所有柱刚

度之和为 ΣD 。第 i 层分配到第 j 根柱的剪力按下式计算, 即

$$V_{ij} = \frac{D_{ij}}{\sum_{j=1}^s D_{ij}} V_i$$

表 8.2.6

层数	层剪力/kN	边柱 D 值	中柱 D 值	ΣD	每根边柱剪力/kN	每根中柱剪力/kN
3	575	$K = \frac{0.8 + 1.2}{2 \times 0.9} = 1.11$ $D = \frac{1.11}{2 + 1.11} \times 0.9 \times \frac{12}{3.5^2}$ $= 0.315$	$K = \frac{2 \times (0.8 + 1.2)}{2 \times 0.9} = 2.22$ $D = \frac{2.22}{2 + 2.22} \times 0.9 \times \frac{12}{3.5^2} = 0.464$	5.47	$V_3 = \frac{0.315}{5.47} \times 5.75 \times 10^2 = 33.1$	$V_3 = \frac{0.464}{5.47} \times 5.75 \times 10^2 = 48.8$
2	975	$K = \frac{1.2 + 1.2}{2 \times 1} = 1.2$ $D = \frac{1.2}{2 + 1.2} \times 1 \times \frac{12}{3.5^2} = 0.367$	$K = \frac{4 \times 1.2}{2 \times 1.0} = 2.4$ $D = \frac{2.4}{2 + 2.4} \times 1 \times \frac{12}{3.5^2} = 0.534$	6.34	$V_2 = \frac{0.367}{6.34} \times 9.75 \times 10^2 = 56.4$	$V_2 = \frac{0.534}{6.34} \times 9.75 \times 10^2 = 82.1$
1	1200	$K = \frac{1.2}{0.8} = 1.5$ $D = \frac{0.5 + 1.5}{2 + 1.5} \times 0.8 \times \frac{12}{4.5^2} = 0.271$	$K = \frac{1.2 + 1.2}{0.8} = 3$ $D = \frac{0.5 + 3}{2 + 3} \times 0.8 \times \frac{12}{4.5^2} = 0.332$	4.37	$V_1 = \frac{0.271}{4.37} \times 12 \times 10^2 = 74.4$	$V_1 = \frac{0.332}{4.37} \times 12 \times 10^2 = 91.2$

(2) 计算反弯点位置。

计算见表 8.2.7。

表 8.2.7 各层柱反弯点位置计算

层数	边柱	中柱
3	$n=3 \quad j=3$ $K=1.11 \quad y_0=0.4055$ $\alpha_1 = \frac{0.8}{1.2} = 0.67 \quad y_1=0.05$ $y=0.4055 + 0.05 = 0.455$	$n=3 \quad j=3$ $K=2.22 \quad y_0=0.45$ $\alpha_1 = \frac{0.8}{1.2} = 0.67 \quad y_1=0.05$ $y=0.45 + 0.05 = 0.5$
2	$n=3 \quad j=2$ $K=1.2 \quad y_0=0.45$ $\alpha_1=1 \quad y_1=0$ $\alpha_3 = \frac{4.5}{3.5} = 1.29 \quad y_3=0$ $y=0.45$	$n=3 \quad j=3$ $K=2.4 \quad y_0=0.5$ 同左 $y_1=y_2=y_3=0$ $y=0.5$

(续)

层数	边柱	中柱
1	$n=3$ $K=1.5$ $\alpha_2 = \frac{3.5}{4.5} = 0.78$ $y=0.625$	$j=1$ $y_0=0.575$ $y_2=0$
		$n=3$ $K=3$ 同左 $y=0.55$
		$j=1$ $y_0=0.55$ $y_1=y_2=y_3=0$

(3) 计算柱端弯矩。

根据各柱反弯点位置及柱剪力求得。

(4) 计算梁端弯矩。

根据节点平衡求得梁端弯矩。根据梁端弯矩求梁端剪力。弯矩及反弯点位置如图 8.2.17 所示。

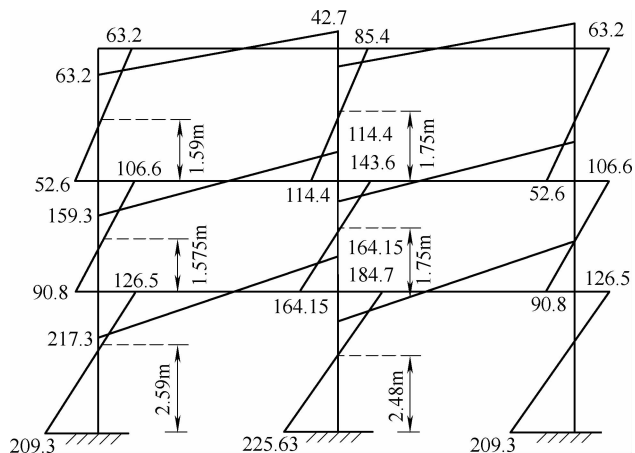


图 8.2.17 框架反弯点位置及弯矩图

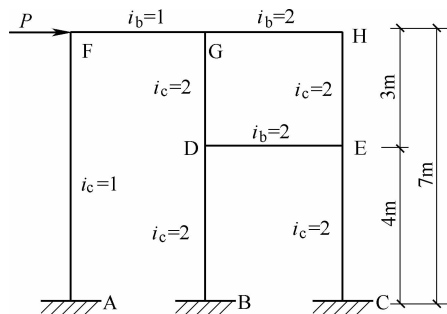


图 8.2.18

【8.2.4】用 D 值法计算复式刚架

条件：如图 8.2.18 所示复式刚架， i 为线刚度。

要求：试用 D 值法计算如图 8.2.18 所示复式刚架，作 M 图。

【解答】

(1) D 值计算及剪力分配。

$$\text{柱 AF (底层)} \quad \bar{K} = \frac{i_b}{i_c} = \frac{1}{1} = 1, \quad \alpha = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}} = 0.5$$

$$D_{AF} = \alpha \frac{12i_c}{l_1^2} = 0.5 \times \frac{12 \times 1}{7^2} = 0.122$$

$$\text{柱 BD (底层)} \quad \bar{K} = \frac{2}{2} = 1, \quad \alpha = 0.5, \quad D_{BD} = 0.5 \times \frac{12 \times 2}{4^2} = 0.75$$

$$\text{柱 CE (底层)} \quad \bar{K} = \frac{2}{2} = 1, \quad \alpha = 0.5$$

$$D_{CE} = 0.5 \times \frac{12 \times 2}{4^2} = 0.75$$

$$\begin{aligned}\text{柱 DG (一般层)} \quad \bar{K} &= \frac{\sum i_b}{2i_c} = \frac{1+2+2}{2 \times 2} = 1.25 \\ \alpha &= \frac{\bar{K}}{2+\bar{K}} = \frac{1.25}{2+1.25} = 0.385 \\ D_{DG} &= 0.385 \times \frac{12 \times 2}{3^2} = 1.027\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{柱 EH (一般层)} \quad \bar{K} &= \frac{2+2}{2 \times 2} = 1, \quad \alpha = \frac{1}{2+1} = 0.33 \\ D_{EH} &= 0.33 \times \frac{12 \times 2}{3^2} = 0.88\end{aligned}$$

将柱 DG、EH 并联得 $D_{D'G'} = D_{DG} + D_{EH} = 1.027 + 0.88 = 1.907$

将柱 BD、CE 并联得 $D_{B'D'} = 0.75 + 0.75 = 1.5$

将 D'G'、B'D' 串联得

$$D_{B'G'} = \frac{1}{\frac{1}{D_{D'G'}} + \frac{1}{D_{B'D'}}} = \frac{1}{\frac{1}{1.907} + \frac{1}{1.5}} = 0.84$$

$$\text{剪力分配:} \quad V_{AF} = \frac{0.122}{0.84 + 0.122} P = 0.13P$$

刚架 BGHC 分配到的剪力是 $0.87P$ ，于是

$$V_{DG} = \frac{1.027}{1.027 + 0.88} \times 0.87P = 0.47P$$

$$V_{EH} = \frac{0.88}{1.027 + 0.88} \times 0.87P = 0.40P$$

$$V_{BD} = V_{CE} = \frac{1}{2} \times 0.87P = 0.44P$$

(2) 反弯点高度比计算如图 8.2.19a 所示，其中 y_0 查表 8.2.3， y_1 、 y_2 、 y_3 分别查表 8.2.4、表 8.2.5。

(3) 计算柱子弯矩 $M_{\text{上}}$ 及 $M_{\text{下}}$ ，如图 8.2.19a 所示。

(4) 梁的弯矩：

$$M_{FG} = 0.41P$$

$$M_{GF} = 0.9P \times \frac{1}{1+2} = 0.3P$$

$$M_{CH} = 0.9P \times \frac{2}{1+2} = 0.6P$$

$$M_{HG} = 0.72P$$

$$M_{DE} = (0.51 + 0.7) P = 1.21P$$

$$M_{ED} = (0.48 + 0.7) P = 1.18P$$

(5) 弯矩图如图 8.2.19c 所示。括号内数值为精确值。可以看出 D 值法的精度比反弯点法要高些，但仍属近似法。

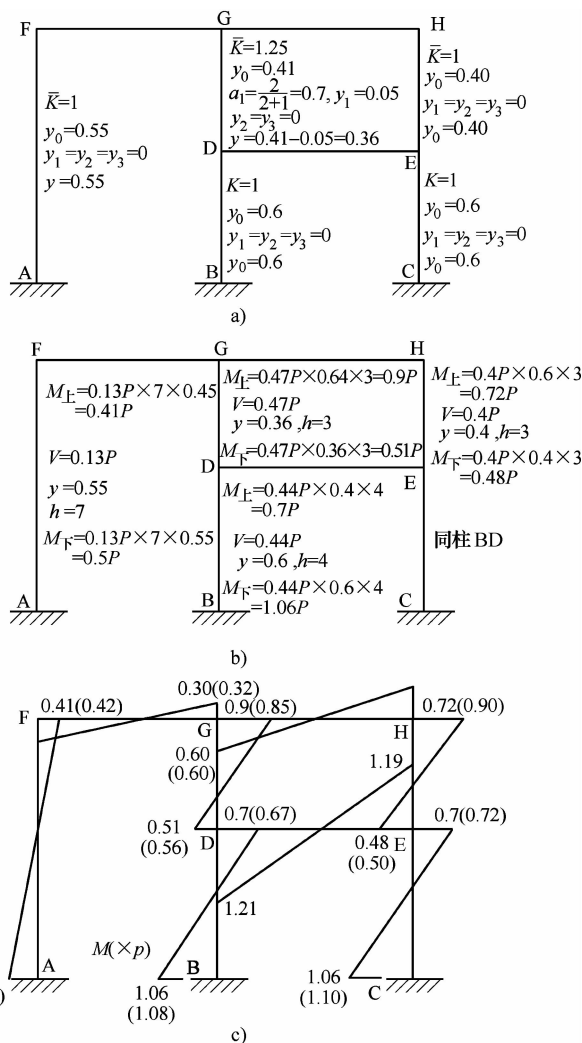


图 8.2.19

(八) 考题

1. 反弯点法

真题**【8.2.5】** (2012 年一级考题)

如图 8.2.20 所示现浇混凝土三层框架。满足反弯点计算条件,首层柱反弯点在距本层柱底 $2/3$ 柱高处,二、三层柱反弯点在本层 $1/2$ 柱高处。

试问,一层框架梁 L_1 右端在侧向荷载作用下的弯矩 M_k ($\text{kN} \cdot \text{m}$) 最接近于下列何项数值?

- (A) 29 (B) 34
(C) 42 (D) 50

【答案】 (B)**【解答】**

(1) 反弯点法求一、二层中柱上、下端弯矩。

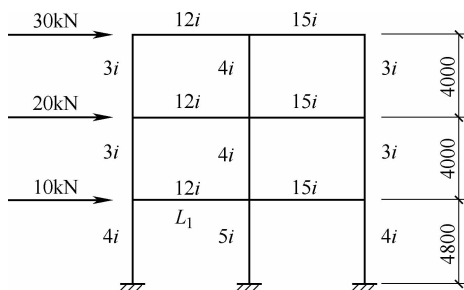


图 8.2.20

(以下弯矩、剪力均以绕杆端顺时针为正)

$$M_{1T} = -\mu_{1T} V_1 \frac{h_1}{3} = -\frac{5}{4+5+4} \times (10+20+30) \times \frac{4.8}{3} = -36.92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2B} = -\mu_{2B} V_2 \frac{h_2}{2} = -\frac{4}{3+4+3} \times (20+30) \times \frac{4}{2} = -40 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 根据一层中间节点平衡可得 M_{L1R} 和 M_{L2L} 的和, 再按二梁的刚度分配

$$\sum M_{(D)} = 0, M_{L1R} + M_{L2L} + M_{1T} + M_{2B} = 0$$

$$M_{L1R} + M_{L2L} = - (M_{1T} + M_{2B}) = 36.92 + 40 = 76.92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{L1R} = \frac{12}{12+15} \times 76.92 = 34.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

真题

【8.2.6】 ~ 【8.2.7】 (2003 年一级考题)

有一现浇钢筋混凝土框架结构, 受一组水平荷载作用, 如图 8.2.21 所示, 括号内数据为各柱和梁的相对线刚度。由于梁的线刚度与柱线刚度之比较大, 节点转角 θ 很小, 它对框架的内力影响不大, 可以简化为反弯点法求解杆件内力。顶层及中间层柱的反弯点高度为 $1/2$ 柱高, 底层反弯点高度为 $2/3$ 柱高。

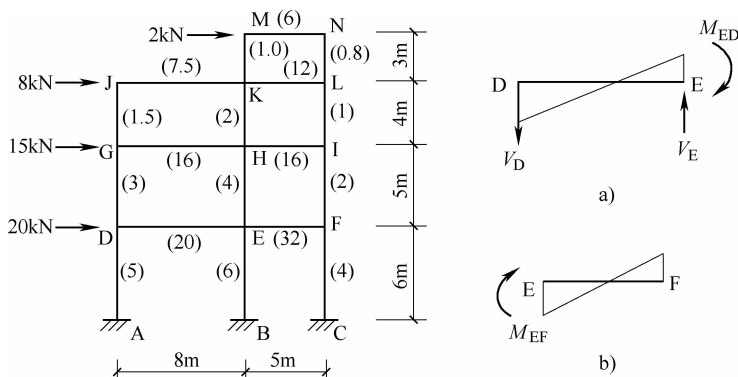


图 8.2.21

a) 梁 DE b) 梁 EF

真题

【8.2.6】 (2003 年一级考题)

已知梁 DE 的 $M_{ED} = 25.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 试问梁 DE 的梁端剪力 V_D 与下列何项数值最为接近?

- (A) $V_D = 9.5 \text{ kN}$ (B) $V_D = 20.8 \text{ kN}$ (C) $V_D = 6.8 \text{ kN}$ (D) $V_D = 5.7 \text{ kN}$

【答案】 (A)

【解答】

(1) 反弯点法求 DA、DG 柱端弯矩。

以下弯矩、剪力均以绕杆端顺时针为正, 因为侧移刚度的 E 、 h 均相同, 所以剪力分配系数的侧移刚度用线刚度计算。

$$M_{DA} = -\mu_{DA} V_1 \frac{h_1}{3} = -\frac{5}{5+6+4} \times (20+15+8+2) \times \frac{6}{3} = -30 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{DG} = -\mu_{DG} V_2 \frac{h_2}{2} = -\frac{3}{3+4+2} \times (15+8+2) \times \frac{5}{2} = -20.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 根据节点 D 平衡可得杆 DE 的 D 端弯矩

$$\sum M_{(D)} = 0, M_{DE} + M_{DA} + M_{DG} = 0, M_{DE} = 30 + 20.83 = 50.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3) 已知 M_{ED} , 则取杆 DE 平衡可求 D 端剪力

$$\begin{aligned} \sum M_{(E)} = 0, V_{DE} L_{DE} + M_{DE} + M_{ED} &= 0 \\ V_{DE} &= -\frac{M_{DE} + M_{ED}}{L_{DE}} = -\frac{50.83 + 25}{8} = -9.48 \text{ kN} \end{aligned}$$

真题

【8.2.7】(2003 年一级考题)

假定 M_{ED} 未知, 试求梁 EF 的梁端弯矩 M_{EF} , 并指出它最接近下列何项数值?

(A) $M_{EF} = 63.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (B) $M_{EF} = 24.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$

(C) $M_{EF} = 36.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (D) $M_{EF} = 39.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$

【答案】(D)

【解答】

(1) 反弯点法求 EB、EH 柱端弯矩, 以下弯矩、剪力均以绕杆端顺时针为正

$$M_{EB} = -\mu_{EB} V_1 \frac{h_1}{3} = -\frac{6}{5+6+4} \times (20+15+8+2) \times \frac{6}{3} = -36 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{EH} = -\mu_{EH} V_2 \frac{h_2}{2} = -\frac{4}{3+4+2} \times (15+8+2) \times \frac{5}{2} = -27.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 根据节点 E 平衡可得 M_{ED} 和 M_{EF} 的和, 再按二梁的刚度分配

$$\sum M_{(D)} = 0, M_{ED} + M_{EF} + M_{EB} + M_{EH} = 0$$

$$M_{ED} + M_{EF} = - (M_{EB} + M_{EH}) = 36 + 27.78 = 63.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{EF} = \frac{32}{20+32} \times 63.78 = 39.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2. D 值法

真题

【8.2.8】(2001 年一级考题)

如图 8.2.22 所示为一复式框架, 假定楼板在自身平面内的刚度为无限大, 其柱边所注数字为用 D 值法求出的各柱 D 值的相对值。问, 当 AL 柱的 D_{AL} 值为下列何项数值时, 则

①、②和③轴顶层各列柱顶所受的剪力均为 $P/3$?

(A) $D_{AL} = \frac{1}{6}$ (B) $D_{AL} = \frac{1}{4.5}$

(C) $D_{AL} = \frac{1}{9}$ (D) $D_{AL} = \frac{1}{3}$

(楼板在自身平面内刚度无穷大——计算简图平面内刚度无穷大)

【答案】(A)

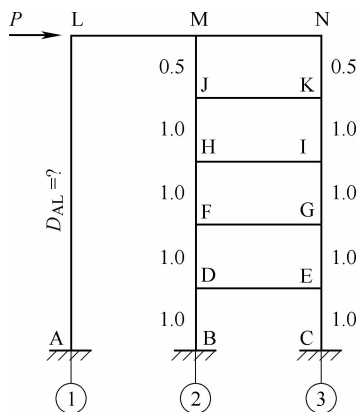


图 8.2.22

【解答】 柱 BM、BN 各层相等，按刚度串联计算全柱刚度，则柱 AL 与其相等，即可使 3 轴分配剪力 $P/3$

$$D_{AL} = D_{CN} = D_{BM} = \frac{1}{\sum \frac{1}{D_i}} = \frac{1}{4 \times \frac{1}{1} + \frac{1}{0.5}} = \frac{1}{4+2} = \frac{1}{6}$$

真题

【8.2.9】 ~ 【8.2.10】 (2001 年一级样题)

如图 8.2.23 和图 8.2.24 所示 12 层钢筋混凝土框架-剪力墙结构，现浇楼（屋）面。

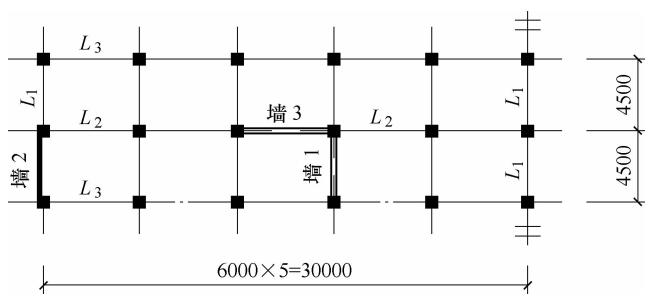


图 8.2.23

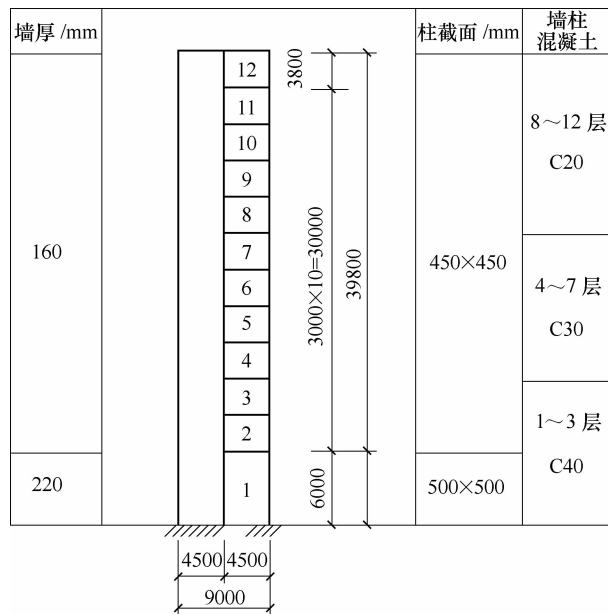


图 8.2.24 结构剖面及墙、柱截面尺寸及混凝土强度等级表

真题

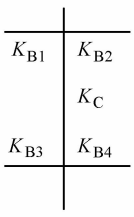
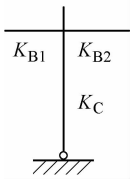
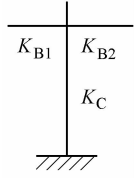
【8.2.9】 (2001 年一级样题)

若第 12 层及顶层横梁 L_1 的截面尺寸均为 $250\text{mm} \times 550\text{mm}$ ，混凝土强度等级为 C20。第 12 层框架横向边柱的刚度修正系数 α_c 最接近于下列何项数值？

- (A) 0.46 (B) 0.30 (C) 0.34 (D) 0.63

提示：与梁柱刚度比有关的刚度修正系数 α_c 按表 8.2.8 计算。

表 8.2.8 α_c 的计算

	$\bar{K} = \frac{K_{b1} + K_{b2} + K_{b3} + K_{b4}}{2K_c}$	$\alpha_c = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$		$\bar{K} = \frac{K_{b1} + K_{b2}}{2K_c}$	$\alpha_c = \frac{0.5\bar{K}}{1 + 2\bar{K}}$
	$\bar{K} = \frac{K_{b1} + K_{b2}}{2K_c}$	$\alpha_c = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$			

注: $K_{b1} \sim K_{b4}$ 为梁的线刚度; K_c 为柱的线刚度。

【答案】 (B)

【解答】 $I = \frac{bh^3}{12}$, $I_b = \frac{250 \times 550^3}{12} = 3.4662 \times 10^9$, $I_c = \frac{450 \times 450^3}{12} = 3.4172 \times 10^9$

$$i = \frac{EI}{l}, K_b = \frac{3.47 \times 10^9 E}{4.5 \times 10^3} = 7.70 \times 10^5 E, K_c = \frac{3.42 \times 10^9 E}{3.8 \times 10^3} = 9 \times 10^5 E$$

$$\bar{K} = \frac{2i_b}{2i_c} = \frac{7.70 \times 10^5}{9 \times 10^5} = 0.856, \alpha_c = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} = \frac{0.856}{2 + 0.856} = 0.3$$

真题

【8.2.10】 (2001 年一级样题)

当考虑框架-剪力墙协同工作, 横向计算时, 若第六层框架部分所承受的水平地震总剪力 $Q_F = 900 \text{ kN}$, 并已知第六层每根边柱的侧移刚度 $D_{\text{边}} = 1.8 \times 10^4 \text{ N/mm}$, 每根中柱的侧移刚度 $D_{\text{中}} = 2.6 \times 10^4 \text{ N/mm}$, 则第六层每根中柱承受的水平地震剪力 $V_{6\text{中}}$ (kN) 最接近于下列何项数值?

- (A) 46 (B) 34 (C) 83 (D) 377

【答案】 (A)

【解答】 图 8.2.23 中利用对称线表示的建筑平面为一半, 剪力墙的边缘构件不能算成柱 (横向计算时, 纵向剪力墙的边缘构件, 计为框架柱)

横向计算时, 由图 8.2.23 知边柱 18 根, 中柱 7 根, 则第六层全部柱子的 D 值之和为

$$D_{6\text{层}} = \sum_i D_{6i} = 18 \times D_{\text{边}} + 7 \times D_{\text{中}}$$

$$= 18 \times 1.8 \times 10^4 + 7 \times 2.6 \times 10^4 = 50.6 \times 10^4 \text{ N/mm}$$

则第六层每根柱承受的水平地震剪力为

$$V_{6\text{中}} = \eta_{\text{中}} \times Q_F = \frac{D_{\text{中}}}{D_{6\text{层}}} Q_F = \frac{2.6 \times 10^4}{50.6 \times 10^4} \times 9000 = 0.051 \times 9000 = 46 \text{ kN}$$

(由于第六层中各柱高相等), 因此每根中柱的水平剪力分配系数为

$$\eta_{\text{中}} = \frac{D_{\text{中}}}{\sum_i D_{6i}} = \frac{2.6 \times 10^4}{50.6 \times 10^4} = 0.051$$

所以第六层每根柱承受的水平地震剪力为: $V_{6\text{中}} = \eta_{\text{中}} \times Q_F = 0.051 \times 9000 = 46\text{kN}$

真题

【8.2.11】(2007年一级考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

某10层框架结构, 某一榀框架, 对应于水平地震作用标准值的首层框架柱总剪力 $V = 40\text{kN}$, 该榀框架首层柱的抗推刚度总和 $\sum D_i = 130000\text{kN/m}$, 其中柱 C1 的抗推刚度 $D_{\text{C1}} = 28506\text{kN/m}$, 其反弯点高度 $h_y = 3.8\text{m}$, 沿柱高范围没有水平力作用。试问, 在水平地震作用下, 采用 D 值法计算柱 C1 的柱底弯矩标准值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$), 最接近于下列何项数值?

- (A) 220 (B) 270 (C) 340 (D) 390

【答案】(C)

【解答】已知首层的侧移刚度总和及柱 C1 侧移刚度, 按柱侧移刚度所占的比例分配剪力, 乘以反弯点高度即可确定柱端弯矩

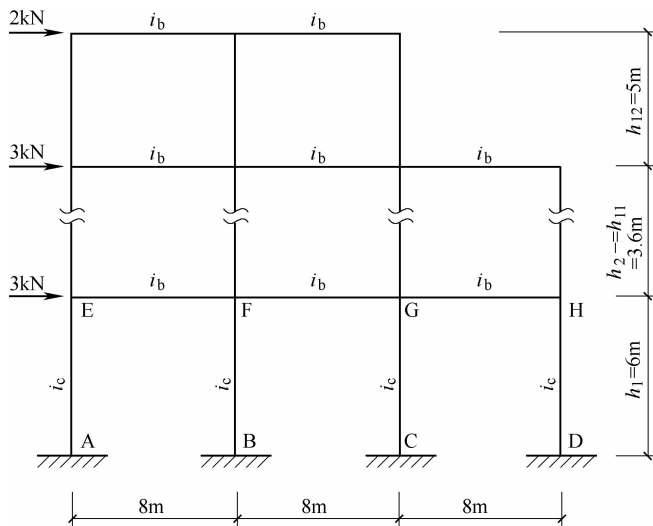
$$V_{\text{C1}} = \frac{D_{\text{C1}}}{\sum D_j} V_1, \quad V_{\text{C1}} = \frac{28506}{130000} \times 400 = 87.71\text{kN}$$

$$M_{\text{C1}} = V_{\text{C1}} h_y = 87.71 \times 3.8 = 333.30\text{kN} \cdot \text{m}$$

真题

【8.2.12】(2000年一级考题)

条件: 某12层钢筋混凝土框架, 其轴线尺寸及风荷载设计值如图 8.2.25 所示, 梁截面尺寸为 $250\text{mm} \times 800\text{mm}$, 柱截面: 1~4 层为 $700\text{mm} \times 700\text{mm}$, 5~12 层为 $600\text{mm} \times 600\text{mm}$, 梁、柱混凝土强度等级, 1~4 层为 C25, 5~12 层采用 C20。底层柱的反弯点距柱脚 $0.8h_1$ (边柱) 及 $0.65h_1$ (中柱)。



注: 中间层各楼层风荷载均为 3kN

图 8.2.25

要求: 假定楼板在自身平面内的刚度为无限大, 用 D 值法计算风荷载作用下底层框架柱的弯矩。

提示: 1. $D = \alpha \frac{12i_c}{h_c^2}$

$$2. \text{刚度修正系数 } \alpha = \frac{0.5 + \bar{i}}{2 + \bar{i}}。$$

式中, 对于边柱 $\bar{i} = i_b / i_c$, 对于中柱 $\bar{i} = 2i_b / i_c$

【解答】

(1) 计算边柱、中柱的 D 值。

$$I = \frac{bh^3}{12}, I_b = \frac{250 \times 800^3}{12} = 1.07 \times 10^{10}, I_c = \frac{700 \times 700^3}{12} = 2.0 \times 10^{10}$$

$$i = \frac{EI}{l}, i_b = \frac{1.07 \times 10^{10} E}{8 \times 10^3} = 1.33 \times 10^6 E, i_c = \frac{2.0 \times 10^{10} E}{6 \times 10^3} = 3.33 \times 10^6 E$$

$$\bar{i}_{\text{边}} = \frac{i_b}{i_c} = \frac{1.33 \times 10^6}{3.33 \times 10^6} = 0.4, \bar{i}_{\text{中}} = \frac{2i_b}{i_c} = \frac{2 \times 1.33 \times 10^6}{3.33 \times 10^6} = 0.8$$

$$\alpha_c = \frac{0.5 + \bar{i}}{2 + \bar{i}}, \alpha_{\text{边}} = \frac{0.5 + 0.4}{2 + 0.4} = 0.375, \alpha_{\text{中}} = \frac{0.5 + 0.8}{2 + 0.8} = 0.464$$

$$D = \alpha_c \frac{12i_c}{h_c^2}, D_{\text{边}} = 0.375 \times \frac{12 \times 3.33 \times 10^6 E}{6^2 \times 10^6} = 0.42, D_{\text{中}} = 0.464 \times \frac{12 \times 3.33 \times 10^6 E}{6^2 \times 10^6} = 0.52$$

(2) 计算各柱剪力。

$$V_i = \frac{D_i}{\sum D_j} V$$

$$V_{\text{边柱}} = \frac{0.42}{2 \times 0.42 + 2 \times 0.52} \times (3 \times 11 + 2) = 7.82 \text{ kN}$$

$$V_{\text{中柱}} = \frac{0.52}{2 \times 0.42 + 2 \times 0.52} \times (3 \times 11 + 2) = 9.68 \text{ kN}$$

(3) 计算底层框架柱的弯矩。

底层柱的反弯点距柱脚 $0.8h_1$ (边柱) 及 $0.65h_1$ (中柱)

$$M_{\text{下端}} = Vy h, M_{\text{上端}} = V(1 - \gamma) h$$

$$M_{\text{边柱下端}} = 7.82 \times 0.8 \times 6 = 37.54 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{边柱上端}} = 7.82 \times (1 - 0.8) \times 6 = 9.38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{中柱下端}} = 9.68 \times 0.65 \times 6 = 37.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{中柱上端}} = 9.68 \times (1 - 0.65) \times 6 = 20.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

二、框架结构侧移的近似计算

多层及高层框架结构在水平力的作用下会产生侧移, 侧移过大将导致填充墙开裂, 外墙饰面脱落, 影响到建筑物的使用。因此, 需要对结构的侧移加以控制。控制侧移包括两部分的内容: 一是控制顶层最大侧移, 二是控制层间相对位移。

(一) 框架侧移变形的分析

如图 8.2.26 所示为一根等截面悬臂柱, 在水平均布荷载作用下, 柱截面内有弯矩和剪力, 因而柱的侧移包括由柱截面弯矩引起的侧移 u_M 和柱截面剪力引起的侧移 u_V , 在相同的向右的荷载作用下, 两种侧移曲线的凹向不同。 u_M 为右凹, 称弯曲型变形; 而 u_V 为右凸, 称剪切型变形。

框架结构在水平荷载作用下可视作一空腹悬臂柱, 如图 8.2.27 所示。将某层框架柱沿反弯点处切开, 中柱的轴力较小可忽略不计, 因此可近似认为两侧边柱内轴力大小相等, 但一拉一压; 此外, 各柱内还有剪力。则该空腹悬臂柱 (视为整体) 的截面弯矩由柱轴力产生 (M

$=NB$), 而截面剪力由柱剪力产生, 其值就等于框架的层间剪力 ($V=V_1+V_2+V_3$)。仿照上述等截面悬臂柱的侧移曲线特点可知: 框架结构的整体弯曲型变形由柱轴力引起; 整体剪切型变形是由框架柱在弯矩及剪力作用下柱截面发生弯曲变形引起的。

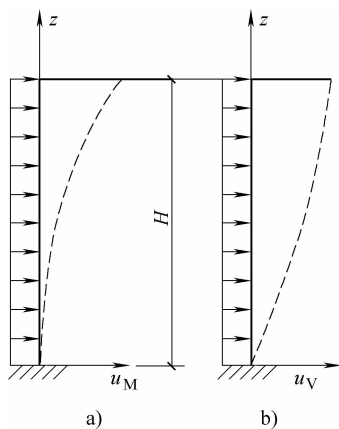


图 8.2.26 水平荷载作用下
等截面悬臂柱的侧移曲线
a) 弯曲型变形 b) 剪切型变形

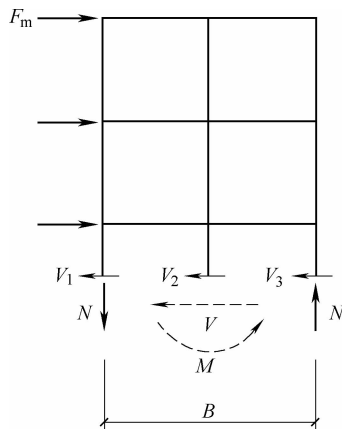


图 8.2.27 水平荷载作用下空腹
悬臂柱的截面内力

多层框架结构中, 框架梁或框架柱的跨度或高度与其截面尺寸相比均比较大 (4 倍以上), 因而属于杆系结构, 其变形特点是, 杆件的变形以弯曲变形为主, 而剪切变形及轴向变形所占比例很小, 可忽略不计。因此, 框架梁、柱作为单个构件时, 其变形均以构件的弯曲变形为主。

综上所述, 框架结构的整体侧移曲线由弯曲型变形和剪切型变形两部分组成。弯曲型变形由框架柱的轴向变形引起; 剪切型变形主要由框架梁、柱的弯曲变形引起。

当框架结构层数不多时, 在其总侧移中, 柱轴向变形引起的整体弯曲型变形所占比例很小可以不计算, 只需计算由框架梁、柱弯曲变形引起的整体剪切型变形; 而当框架结构层数较多、高度较大时, 柱轴力加大, 此时柱轴向变形引起的侧移不能忽略, 也需要计算。一般来说, 二者叠加而成的框架结构总侧移曲线总是以剪切型变形为主的。

如图 8.2.28 所示, 框架的弯曲型变形特点是: 层间侧移上大下小; 剪切型变形特点是: 层间侧移上小下大。

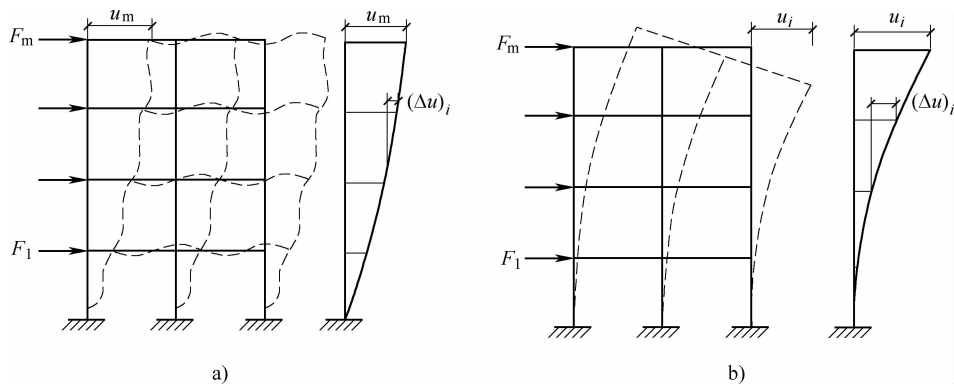


图 8.2.28 水平荷载作用下框架的侧移曲线
a) 框架的剪切型变形 b) 框架的弯曲型变形

(二) 框架梁、柱弯曲变形引起的侧移——整体剪切型变形

由框架梁、柱弯曲变形引起的框架侧移可用 D 值法计算。

对第 i 层柱, 其层间相对侧移为

$$(\Delta u)_i = \frac{V_{ij}}{D_{ij}} = \frac{V_i}{D_i} \quad (8.2.13)$$

式中 V_i ——第 i 层柱的层间剪力;

V_{ij} ——第 i 层第 j 根柱的剪力。

$$V_i = \sum_{j=1}^s V_{ij}$$

式中 D_i ——第 i 层的层间抗侧移刚度;

D_{ij} ——第 i 层第 j 根柱的侧移刚度, s 为第 i 层柱子总数。

$$D_i = \sum_{j=1}^s D_{ij}$$

第 i 层柱顶面处的绝对位移为

$$u_i = \sum_{k=1}^i (\Delta u)_k \quad (8.2.14)$$

框架结构顶层柱顶面处的总绝对位移为

$$u_m = \sum_{k=1}^m (\Delta u)_k \quad (8.2.15)$$

(三) 框架柱轴向变形引起的侧移——整体弯曲型变形

如前所述, 在水平荷载作用下, 框架的两侧边柱轴力较大且一拉一压, 而中柱轴力较小。由于框架柱的轴向变形引起的框架侧移属于整体弯曲型变形。

框架柱轴向变形引起的侧移如图 8.2.28b 所示。杆件轴向变形引起的位移计算公式为

$$u_N = \sum \int_0^H \frac{N_1 N}{EA} dz$$

式中 $\sum$ ——对所有柱子求和;

N_1 ——顶点作用单位水平力时在各柱内产生的轴力;

N ——水平外荷载作用下的柱轴力;

A ——柱的截面面积;

E ——柱弹性模量。

框架在水平荷载作用下, 一侧的柱产生轴向拉力, 另一侧的柱产生轴向压力, 外侧柱的轴力大, 内侧柱的轴力小。为了简化, 忽略内柱的轴力, 并近似取外侧柱轴力为

$$N = \pm \frac{M}{B}$$

式中 M ——上部水平荷载对任一高度处产生的弯矩;

B ——外侧柱之间的距离。

将节点水平荷载化为分布荷载 $q(z)$, 在高度 z 处, 有

$$\begin{cases} N_1 = \pm \frac{1 \times (H - z)}{B} \\ N = \pm \int_z^H \frac{q(y) dy (y - z)}{B} \end{cases}$$

将上式代入位移计算公式可得到顶点侧移, 与 $q(z)$ 的形式有关。假定柱截面沿高度不变, 则对于框架顶点受集中水平荷载、框架受均匀分布水平荷载和倒三角形分布荷载作用, 框架柱轴向变形引起的顶点侧移分别为

$$u_N = \begin{cases} \frac{2}{3} \frac{V_0 H^3}{EAB^2} (\text{顶点集中荷载}) \\ \frac{1}{4} \frac{V_0 H^3}{EAB^2} (\text{均匀分布荷载}) \\ \frac{11}{30} \frac{V_0 H^3}{EAB^2} (\text{倒三角形分布荷载}) \end{cases} \quad (8.2.16)$$

式中 V_0 ——水平外荷载在框架底面产生的总剪力。

从上式可以看出, 房屋高度越高 (H 越大)、宽度越窄 (B 越小), 由柱轴向变形引起的顶点侧移 u_N 越大。计算表明, 对于高度 $H \leq 50\text{m}$ 或高宽比 $H/B \leq 4$ 的钢筋混凝土框架, 柱轴向变形引起的顶点位移约占框架梁柱弯曲变形所引起的顶点侧移的 5% ~ 11%。因此, 当高度和高宽比大于上述数值时, 应考虑轴向变形的影响。

(四) 框架结构层间弹性位移验算

在正常使用条件下, 限制结构层间位移的主要目的有以下两点:

1) 保证主体结构基本处于弹性受力状态, 对钢筋混凝土结构来讲, 首先要避免混凝土墙或柱出现裂缝; 同时, 将混凝土梁等楼面构件的裂缝数量、宽度和高度限制在《规范》允许范围之内。

2) 保证填充墙、隔墙和幕墙等非结构构件的完好, 避免产生明显损伤。

在风荷载或多遇地震 (小震) 作用下, 要使结构处于弹性阶段, 因而计算层间位移 Δu 时采用弹性方法, 结构构件的刚度采用弹性刚度; 由于位移验算属于正常使用极限状态, 其重要性比保证安全性的承载能力极限状态有所下降, 因而计算位移时采用荷载标准值 (不考虑荷载分项系数)。

为了保证框架结构具有足够的刚度, 避免产生过大的位移而影响结构的承载力、稳定性和使用要求, 按弹性方法计算的楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$, 《规范》有具体规定。《高层建筑混凝土结构技术规程》的规定为:

4.6.1 在正常使用条件下, 高层建筑结构应具有足够的刚度, 避免产生过大的位移而影响结构的承载力、稳定性和使用要求。

4.6.2 正常使用条件下的结构水平位移按本规程第3章规定的风荷载、地震作用和第5章规定的弹性方法计算。

4.6.3 按弹性方法计算的楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 宜符合以下规定:

1 高度不大于 150m 的高层建筑, 其楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 不宜大于表 4.6.3 的限值;

表 4.6.3 楼层层间最大位移与层高之比的限值

结构类型	$\Delta u/h$ 限值
框架	1/550
框架-剪力墙、框架-核心筒、板柱-剪力墙	1/800
筒中筒、剪力墙	1/1000
框支层	1/1000

2 高度等于或大于 250m 的高层建筑，其楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 不宜大于 1/500；

3 高度在 150 ~ 250m 之间的高层建筑，其楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 的限值按本条第 1 款和第 2 款的限值线性插入取用。

注：楼层层间最大位移 Δu 以楼层最大的水平位移差计算，不扣除整体弯曲变形。抗震设计时，本条规定的楼层位移计算不考虑偶然偏心的影响。

《建筑抗震设计规范》的规定：

5.5.1 表 5.5.1 所列各类结构应进行多遇地震作用下的抗震变形验算，其楼层内最大的弹性层间位移应符合下式要求：

$$\Delta u_e \leq [\theta_e] h \quad (5.5.1)$$

式中 Δu_e ——多遇地震作用标准值产生的楼层内最大的弹性层间位移，计算时，除以弯曲变形为主的高层建筑外，可不扣除结构整体弯曲变形；应计入扭转变形，各作用分项系数均应采用 1.0；钢筋混凝土结构构件的截面刚度可采用弹性刚度；

$[\theta_e]$ ——弹性层间位移角限值，宜按表 5.5.1 采用；

h ——计算楼层层高。

表 5.5.1 弹性层间位移角限值

结构类型	$[\theta_e]$
钢筋混凝土框架	1/550
钢筋混凝土框架-抗震墙、板柱-抗震墙、框架-核心筒	1/800
钢筋混凝土抗震墙、筒中筒	1/1000
钢筋混凝土框支层	1/1000
多、高层钢结构	1/300

(五) 算例

【8.2.13】用 D 值法作框架的弯矩图(四层)

条件：某四层框架结构如图 8.2.29 所示，梁柱现浇，楼板预制，柱截面尺寸为 400mm × 400mm，顶层梁截面尺寸为 240mm × 600mm，楼层梁截面尺寸为 240mm × 650mm，走道梁截面尺寸均为 240mm × 400mm，混凝土强度等级 C20。

要求：试用 D 值法求框架结构在图示水平荷载作用下的内力。

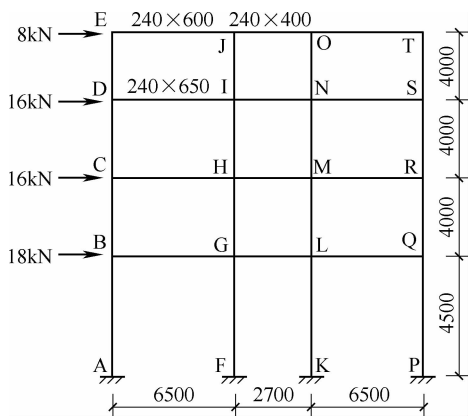


图 8.2.29

【解答】

(1) 梁柱线刚度计算。

构 件	截面惯性矩 I/mm^4	线刚度 $i = \frac{EI}{l}$ (N · mm)	相对线刚度 i
顶层梁	$\frac{240 \times 600^3}{12} = 4.32 \times 10^9$	$\frac{4.32 \times 10^9}{6500} E = 6.65 \times 10^5 E$	0.787
1~3 层梁	$\frac{240 \times 650^3}{12} = 5.49 \times 10^9$	$\frac{5.49 \times 10^9}{6500} E = 8.45 \times 10^5 E$	1.000
走道梁	$\frac{240 \times 400^3}{12} = 1.28 \times 10^9$	$\frac{1.28 \times 10^9}{2700} E = 4.74 \times 10^5 E$	0.560
2~4 层柱	$\frac{400 \times 400^3}{12} = 2.13 \times 10^9$	$\frac{2.13 \times 10^9}{4000} E = 5.33 \times 10^5 E$	0.631
底层柱		$\frac{2.13 \times 10^9}{4500} E = 4.73 \times 10^5 E$	0.560

(2) 求各柱的剪力值。

	柱 DE	柱 IJ	柱 NO	柱 ST	ΣD
第四层	$\bar{K} = \frac{1 + 0.787}{2 \times 0.631} = 1.416$ $D = \frac{1.416}{2 + 1.416} \times 0.631 \times \left(\frac{12}{4^2}\right)$ $= 0.262 \left(\frac{12}{4^2}\right)$ $V = 8 \times \frac{0.262}{1.2} = 1.75 \text{ kN}$	$\bar{K} = \frac{2 \times 0.561 + 1 + 0.787}{2 \times 0.631}$ $= 2.305$ $D = \frac{2.305}{2 + 2.305} \times 0.631 \times \left(\frac{12}{4^2}\right)$ $= 0.338 \left(\frac{12}{4^2}\right)$ $V = 8 \times \frac{0.338}{1.2} = 2.25 \text{ kN}$	同柱 IJ $V = 2.25 \text{ kN}$	同柱 DE $V = 1.75 \text{ kN}$	$\Sigma D =$ $1.200 \left(\frac{12}{4^2}\right)$

(续)

	柱 CD	柱 HI	柱 MN	柱 RS	ΣD
第三层	$\bar{K} = \frac{1+1}{2 \times 0.631} = 1.585$ $D = \frac{1.585}{2+1.585} \times 0.631 \times \left(\frac{12}{4^2}\right)$ $= 0.279 \left(\frac{12}{4^2}\right)$ $V = (8+16) \times \frac{0.279}{1.256} = 5.33 \text{ kN}$	$\bar{K} = \frac{2 \times (1+0.561)}{2 \times 0.631} = 2.474$ $D = \frac{2.474}{2+2.474} \times 0.631 \times \left(\frac{12}{4^2}\right)$ $= 0.349 \left(\frac{12}{4^2}\right)$ $V = (8+16) \times \frac{0.349}{1.256} = 6.67 \text{ kN}$	同柱 HJ $V = 6.67 \text{ kN}$	同柱 CD $V = 5.33 \text{ kN}$	$\Sigma D =$ $1.256 \left(\frac{12}{4^2}\right)$
第二层	$D = 0.279 \times \left(\frac{12}{4^2}\right)$ $V = (8+16+16) \times \frac{0.279}{1.256}$ $= 8.89 \text{ kN}$	$D = 0.279 \times \left(\frac{12}{4^2}\right)$ $V = (8+16+16) \times \frac{0.349}{1.256}$ $= 11.11 \text{ kN}$	同柱 GH $V = 11.11 \text{ kN}$	同柱 BC $V = 8.89 \text{ kN}$	$\Sigma D =$ $1.256 \left(\frac{12}{4^2}\right)$
第一层	$\bar{K} = \frac{1}{0.561} = 1.783$ $D = \frac{0.5+1.783}{2+1.783} \times 0.560$ $\times \left(\frac{12}{4.5^2}\right)$ $= 0.338 \left(\frac{12}{4.5^2}\right)$ $V = (8+16+16+18) \times \frac{0.338}{1.446}$ $= 13.56 \text{ kN}$	$\bar{K} = \frac{1+0.561}{0.561} = 2.783$ $D = \frac{0.5+2.783}{2+2.783} \times 0.561$ $\times \left(\frac{12}{4.5^2}\right)$ $= 0.385 \left(\frac{12}{4.5^2}\right)$ $V = (8+16+16+18) \times \frac{0.385}{1.446}$ $= 15.44 \text{ kN}$	同柱 FG $V = 15.44 \text{ kN}$	同柱 AB $V = 13.56 \text{ kN}$	$\Sigma D =$ $1.446 \left(\frac{12}{4.5^2}\right)$

(3) 求各柱反弯点高度 y_h 。根据总层数 m , 该柱所在层 n , 梁柱线刚度比 $\bar{K}$, 查表 8.2.2 得到标准反弯点高度系数 y_0 ; 根据上下横梁线刚度比值 α_1 查表 8.2.4 得修正值 y_1 ; 根据上下层高度变化查表 8.2.5 得修正值 y_2 、 y_3 ; 各层反弯点高度 $y_h = (y_0 + y_1 + y_2 + y_3)h$ 。

	柱 DE	柱 IJ	柱 NO	柱 ST
第四层	$\bar{K} = 1.416$ $\alpha_1 = \frac{0.787}{1} = 0.787$ $\alpha_3 = 1$ $y = 0.37 + 0 + 0 = 0.37$	$\bar{K} = 2.305$ $\alpha_1 = \frac{0.787+0.561}{1+0.561} = 0.846$ $\alpha_3 = 1$ $y = 0.42 + 0 + 0 = 0.42$	$y = 0.42$	$y = 0.37$

(续)

	柱 CD	柱 HI	柱 MN	柱 RS
第三层	$\bar{K} = 1.85$ $y_0 = 0.45$ $\alpha_1 = 1$ $y_1 = 0$ $\alpha_2 = 1$ $y_2 = 0$ $\alpha_3 = 1$ $y_3 = 0$ $y = 0.45 + 0 + 0 + 0 = 0.45$	$\bar{K} = 2.474$ $y_0 = 0.47$ $\alpha_1 = 1$ $y_1 = 0$ $\alpha_2 = 1$ $y_2 = 0$ $\alpha_3 = 1$ $y_3 = 0$ $y = 0.47 + 0 + 0 + 0 = 0.47$	$y = 0.47$	$y = 0.45$
第二层	$\bar{K} = 1.585$ $y_0 = 0.45$ $\alpha_1 = 1$ $y_1 = 0$ $\alpha_2 = 1$ $y_2 = 0$ $\alpha_3 = 1$ $y_3 = 0$ $y = 0.45 + 0 + 0 + 0 = 0.45$	$\bar{K} = 2.474$ $y_0 = 0.47$ $\alpha_1 = 1$ $y_1 = 0$ $\alpha_2 = 1$ $y_2 = 0$ $\alpha_3 = 1.13$ $y_3 = 0$ $y = 0.47 + 0 + 0 + 0 = 0.47$	$y = 0.47$	$y = 0.45$
第一层	$\bar{K} = 1.783$ $y_0 = 0.55$ $\alpha_2 = 0.889$ $y_2 = 0$ $y = 0.55 + 0 = 0.55$	$\bar{K} = 2.783$ $y_0 = 0.55$ $\alpha_2 = 0.889$ $y_2 = 0$ $y = 0.55 + 0 = 0.55$	$y = 0.55$	$y = 0.55$

(4) 由下面公式求出柱上、下两端弯矩。上柱: $M_{\text{上}} = V(1-y)h$; 下柱 $M_{\text{下}} = Vyh$ 。再由节点平衡条件和梁的线刚度比求出各梁端弯矩, 即可绘出框架弯矩图如图 8.2.30 所示。

【8.2.14】 框架侧移计算

要求: 试计算【8.2.13】框架各层层间侧移 Δ_i 及顶点侧移 Δ 。

【解答】 已知混凝土强度等级为 C20, 弹性模量 $E = 25.5 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$

该框架总高 $H = 16.5 \text{ m} < 50 \text{ m}$, 宽 $B = 15.7 \text{ m}$

$H/B = 16.5/15.7 = 1.051 < 4$ 可以不考虑柱轴向变形引起的侧移 Δ_N , 只需计算由梁、柱弯曲变形引起的侧移 Δ_V , 具体计算如下:

据式 (8.2.14):

$$\Delta_i = \frac{V_i}{\sum D_i}$$

(1) 计算各层间侧移刚度 $\sum D_i$: 此处应是侧移刚度的绝对值。

据【8.2.13】 $i = 8.45 \times 10^5 E = 8.45 \times 10^5 \times 25.5 \times 10^3 = 215.48 \times 10^5 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$

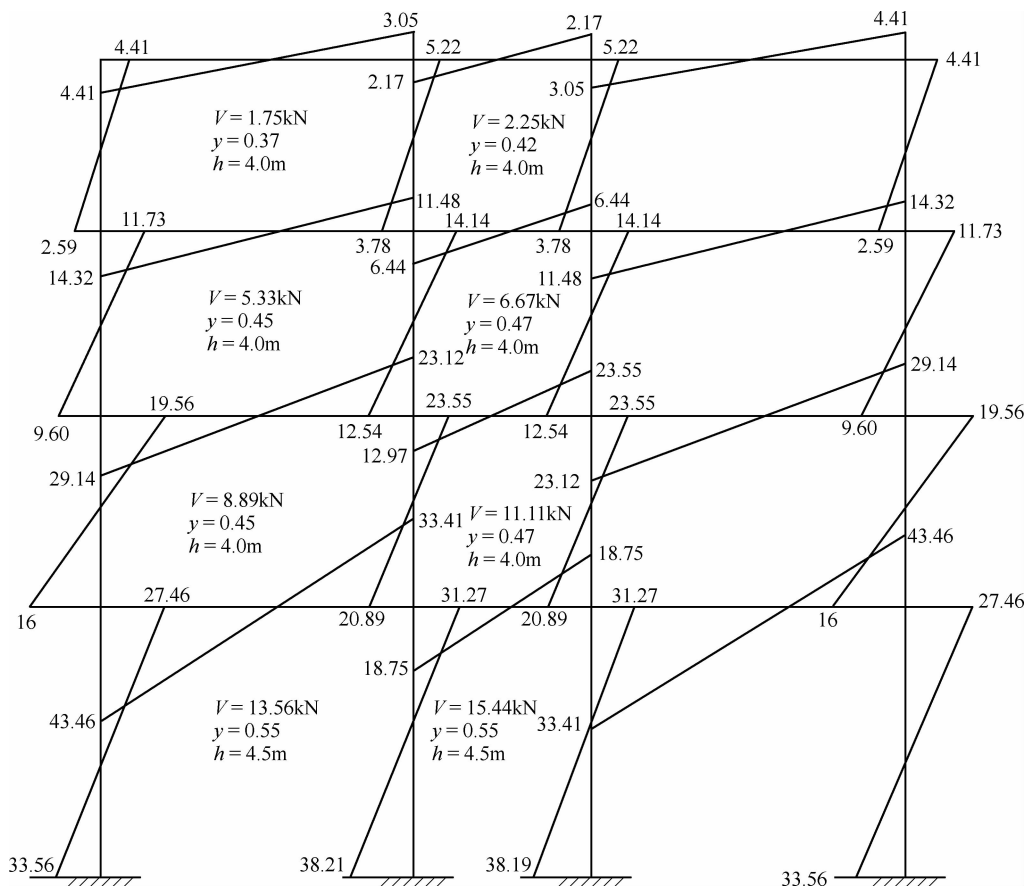
各层的层间侧移刚度绝对值为

$$\text{顶层: } \sum D_4 = 1.2i \left(\frac{12}{h_4^2} \right) = 1.2 \times 215.48 \times 10^8 \times \left(\frac{12}{4000^2} \right) = 1.94 \times 10^4 \text{ N/mm}$$

$$\text{三层: } \sum D_3 = 1.256i \left(\frac{12}{h_3^2} \right) = 1.256 \times 215.48 \times 10^8 \times \left(\frac{12}{4000^2} \right) = 2.03 \times 10^4 \text{ N/mm}$$

$$\text{二层: } \sum D_2 = 1.256i \left(\frac{12}{h_2^2} \right) = 2.03 \times 10^4 \text{ N/mm (因为 } h_2 = h_3 = 4000 \text{ mm)}$$

$$\text{一层: } \sum D_1 = 1.446i \left(\frac{12}{h_1^2} \right) = 1.446 \times 215.48 \times 10^8 \times \left(\frac{12}{4500^2} \right) = 1.85 \times 10^4 \text{ N/mm}$$

图 8.2.30 框架弯矩图 (单位: $\text{kN} \cdot \text{m}$)

(2) 计算各层层间侧移 Δ_i 。

$$\text{各层剪力 } V_4 = 8\text{kN}; \text{ 层间侧移: } \Delta_4 = \frac{8 \times 10^3}{1.94 \times 10^4} = 0.412\text{mm}$$

$$V_3 = 8 + 16 = 24\text{kN}; \Delta_3 = \frac{24 \times 10^3}{2.03 \times 10^4} = 1.182\text{mm}$$

$$V_2 = 8 + 16 + 16 = 40\text{kN}; \Delta_2 = \frac{40 \times 10^3}{2.03 \times 10^4} = 1.97\text{mm}$$

$$V_1 = 8 + 16 + 16 + 18 = 58\text{kN}; \Delta_1 = \frac{58 \times 10^3}{1.85 \times 10^4} = 3.14\text{mm}$$

(3) 计算顶部侧移

$$\Delta_v = \sum_{i=1}^4 \Delta_i = 0.412 + 1.182 + 1.97 + 3.14 = 6.7\text{mm}$$

(六) 考题

真题

【8.2.15】 ~ 【8.2.17】 (2005 年二级考题)

某 10 层框架结构, 其中一榀框架剖面的轴线几何尺寸如图 8.2.31 所示。梁、柱的线刚度 i_b 、 i_c (单位为 $10^{10} \text{N} \cdot \text{mm}$), 均注于图中构件旁侧; 各楼层处的水平力 F 为某一组荷载作用的标准值。在计算内力与位移时需采用 D 值法。

提示: $D = \alpha \frac{12i_c}{h^2}$,

式中 α ——与梁柱刚度比有关的修正系数。

对底层柱: $\alpha = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$;

对一般层柱: $\alpha = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

式中 $\bar{K}$ ——有关梁柱的线刚度比。

真题 【8.2.15】 (2005 年二级考题)

已知第 6 层每个边柱侧移刚度修正系数 $\alpha_{\text{边}} = 0.34$, 试问, 第 6 层每个中柱分配的剪力标准值 (kN), 最接近于下列何项数值?

(A) 4

(B) 13

(C) 18

(D) 25

【答案】 (C)

【解答】 求出中柱的侧移刚度修正系数, 已知边柱侧移刚度修正系数, 继而求出中、边柱的侧移刚度, 按各柱侧移刚度所占的比例分配剪力

$$\bar{K}_{\text{中柱}} = \frac{2(i_{b1} + i_{b2})}{2i_c} = \frac{2(4 + 8)}{2 \times 8.1} = 1.48, \quad \alpha_{\text{中柱}} = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} = \frac{1.48}{2 + 1.48} = 0.43$$

$$D = \alpha \frac{12i_c}{h^2}, \quad D_{\text{中柱}} = 0.43 \times \frac{12 \times 8.1}{4^2} = 2.61, \quad D_{\text{边柱}} = 0.34 \times \frac{12 \times 3.9}{4^2} = 0.99,$$

$$V_i = \frac{D_i}{\sum D_j} V, \quad V_{\text{中柱}} = \frac{2.61}{2 \times 2.61 + 2 \times 0.99} \times 10 \times 5 = 18.125 \text{ kN}$$

真题 【8.2.16】 (2005 年二级考题)

已知底层每个中柱侧移刚度修正系数 $\alpha_{\text{中}} = 0.7$, 试问, 底层每个边柱分配的剪力标准值 (kN), 应与下列何项数值最为接近?

(A) 2

(B) 17

(C) 20

(D) 25

【答案】 (B)

【解答】 已知中柱的侧移刚度修正系数, 求出边柱侧移刚度修正系数, 继而求出中、边柱的侧移刚度, 按各柱侧移刚度所占的比例分配剪力

$$\bar{K}_{\text{边柱}} = \frac{i_{b1}}{i_c} = \frac{4}{2.6} = 1.54, \quad \alpha_{\text{底层边柱}} = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}} = \frac{0.5 + 1.54}{2 + 1.54} = 0.58$$

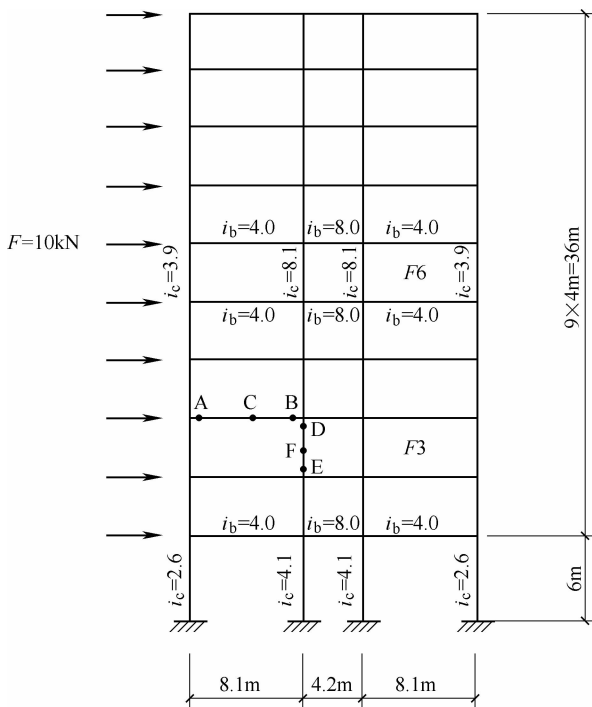


图 8.2.31

$$D = \alpha \frac{12i_c}{h_c^2}, \quad D_{\text{中柱}} = 0.7 \times \frac{12 \times 4.1}{h^2} = \frac{12}{h^2} \times 2.87, \quad D_{\text{边柱}} = 0.58 \times \frac{12 \times 2.6}{h^2} = \frac{12}{h^2} \times 1.51,$$

$$V_i = \frac{D_i}{\sum D_j} V, \quad V_{\text{边柱}} = \frac{1.51}{2 \times (2.87 + 1.51)} \times 10 \times 10 = 17.24 \text{ kN}$$

真题 【8.2.17】 (2005 年二级考题)

假定底层每个边柱和中柱的侧移刚度修正系数分别为 $\alpha_{\text{边}} = 0.58$ 和 $\alpha_{\text{中}} = 0.7$, 试问, 当不考虑柱子的轴向变形影响时, 底层柱顶侧移 (即底层层间相对侧移) 值 (mm) 与下列何项数值最为接近?

- (A) 3.4 (B) 5.4 (C) 8.4 (D) 10.4

【答案】 (A)

【解答】 已知中柱、边柱的侧移刚度修正系数, 求出中、边柱的侧移刚度, 即可求得底层层间侧移刚度, 则底层剪力除以层间刚度即为底层位移。

$$D = \alpha \frac{12i_c}{h_c^2}, \quad D_{\text{中柱}} = 0.7 \times \frac{12 \times 4.1 \times 10^{10}}{6^2 \times 10^6} = 0.96 \times 10^4, \quad D_{\text{边柱}} = 0.58 \times \frac{12 \times 2.6 \times 10^{10}}{6^2 \times 10^6} = 0.50 \times 10^4$$

$$D_{\text{底层}} = \sum D_i = 2 \times (0.96 + 0.50) \times 10^4 = 2.92 \times 10^4 \quad \Delta_{\text{底层}} = \frac{\sum F}{D_{\text{底层}}} = \frac{10 \times 10^3 \times 10}{2.92 \times 10^4} = 3.42 \text{ mm}$$

真题 【8.2.18】 ~ 【8.2.19】 (2005 年一级考题)

某 6 层钢筋混凝土框架结构, 其计算简图如图 8.2.32 所示。边跨梁、中间跨梁、边柱及中柱各自的线刚度, 依次分别 i_{b1} 、 i_{b2} 、 i_{c1} 和 i_{c2} (单位为 $10^{10} \text{ N} \cdot \text{mm}$), 且在各层之间不变。

真题 【8.2.18】 (2005 年一级考题)

采用 D 值法计算在图示水平荷载作用下的框架内力。假定 2 层中柱的侧移刚度 (抗推刚度) $D_{2\text{中}} = 1.975 \times \frac{12 \times 10^7}{h^2}$ (kN/mm; 式中 h 为楼

层层高), 且已求出用于确定 2 层边柱侧移刚度 $D_{2\text{边}}$ 的刚度修正系数 $\alpha_{2\text{边}} = 0.39$, 试问, 第 2 层每个边柱分配的剪力 $V_{\text{边}}$ (kN), 与下列何项数值最为接近?

- (A) $0.7P$ (B) $1.4P$ (C) $1.9P$ (D) $2.8P$

【答案】 (A)

【解答】 已知 2 层中柱的侧移刚度及边柱侧移刚度修正系数, 继而求出边柱的侧移刚度, 按各柱侧移刚度所占的比例分配剪力

$$\bar{K}_{\text{边柱}} = \frac{i_{b1}}{i_c} = \frac{4}{2.6} = 1.54, \quad \alpha_{\text{底层边柱}} = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}} = \frac{0.5 + 1.54}{2 + 1.54} = 0.58$$

$$D = \alpha \frac{12i_c}{h_c^2}, \quad D_{2\text{中柱}} = 1.975 \times \frac{12 \times 10^7}{h^2}, \quad D_{2\text{边柱}} = 0.39 \times \frac{12 \times 2.0 \times 10^7}{h^2} = 0.78 \times \frac{12}{h^2} \times 10^7$$

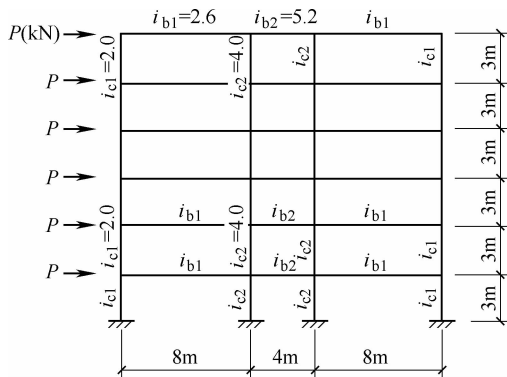


图 8.2.32

$$V_i = \frac{D_i}{\sum D_j} \sum P, \quad V_{\text{边柱}} = \frac{0.78}{2 \times (1.975 + 0.78)} \times 5P = 0.71P$$

真题**【8.2.19】** (2005 年一级考题)

用 D 值法计算在水平荷载作用下的框架侧移。假定在图 8.2.32 所示水平荷载作用下, 顶层的层间相对侧移值 $\Delta_6 = 0.0127P$ (mm), 又已求得底层侧移刚度 $\sum D_i = 102.84 \text{ kN/mm}$, 试问, 在图示水平荷载作用下, 顶层 (屋顶) 的绝对侧移值 δ_6 (mm), 与下列何项数值最为接近?

(A) $0.06P$ (B) $0.12P$ (C) $0.20P$ (D) $0.25P$ **【答案】** (D)

【解答】 已知顶层相对侧移, 按荷载的比例可得 2~5 层的相对侧移, 加上根据底层侧移总刚度已知, 求出底层的侧移, 各层相对侧移之和即为顶层绝对侧移。

$$\begin{aligned} 2 \sim 5 \text{ 层: } \Delta_i &= \Delta_6 (6 - n + 1), \Delta_{\text{底层}} = \frac{\sum F}{D_{\text{底层}}} \\ \Delta_{\text{顶层}} &= \sum_{i=2}^6 \Delta_i + \Delta_1 = \Delta_6 (1 + 2 + 3 + 4 + 5) + \frac{\sum F}{D_{\text{底层}}} \\ &= 0.0127P \times 15 + \frac{6P}{102.84} = 0.2488P (\text{mm}) \end{aligned}$$

真题**【8.2.20】~【8.2.21】** (2011 年一级考题)

某 12 层现浇框架结构, 其中一榀中部框架的剖面如图 8.2.33 所示, 现浇混凝土楼板, 梁两侧无洞。底层各柱截面相同, 2~12 层各柱截面相同, 各层梁截面均相同。梁、柱矩形截面线刚度 i_{b0} 、 i_{c0} (单位: $10^{10} \text{ N} \cdot \text{mm}$) 注于构件旁侧。假定, 梁考虑两侧楼板影响的刚度增大系数取《高层建筑混凝土结构技术规程》中相应条文最大值。

提示: 1. 计算内力和位移时, 采用 D 值法。

2. $D = \alpha \frac{12i_c}{h^2}$ 。式中 α 是与梁柱刚度比有关的修正系数,

对底层柱: $\alpha = \frac{0.5 + \bar{K}}{2\bar{K}}$; 对一般楼层柱: $\alpha = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$ 。式中, $\bar{K}$ 为有关梁柱的线刚度比。

真题**【8.2.20】** (2011 年一级考题)

假定, 各楼层所受水平作用如图 8.2.33 所示。试问, 底层每个中柱分配的剪力值 (kN), 应与下列何项数值最为接近?

(A) $3P$ (B) $3.5P$ (C) $4P$ (D) $4.5P$ **【答案】** (B)

【解答】 根据《高层建筑混凝土结构技术规程》5.5.2 条及条文说明:

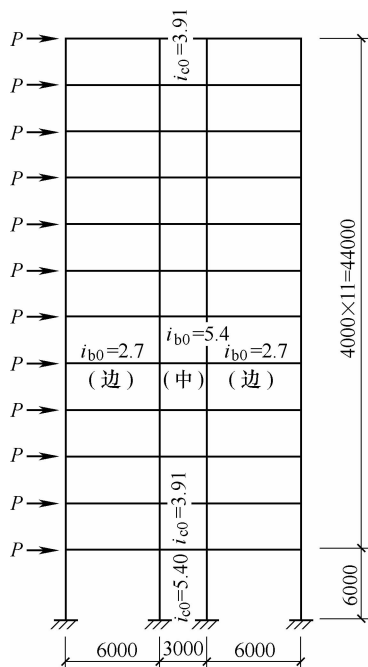


图 8.2.33

$$i_{b\text{边}} = 2i_{b0\text{边}}, \quad \bar{K}_{\text{边}} = \frac{2i_{b0}}{i_c} = \frac{2 \times 2.7 \times 10^{10}}{5.4 \times 10^{10}} = 1, \quad \alpha_{\text{边}} = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}} = \frac{0.5 + 1}{2 + 1} = 0.5$$

$$i_{b\text{中}} = 2i_{b\text{边}}, \quad \bar{K}_{\text{中}} = \frac{i_{b\text{边}} + i_{b\text{中}}}{i_c} = \frac{3i_{b\text{边}}}{i_c} = 3 \times \frac{2i_{b0}}{i_c} = 3\bar{K}_{\text{边}} = 3, \quad \alpha_{\text{中}} = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}} = \frac{0.5 + 3}{2 + 3} = 0.7$$

$$D = \alpha \frac{12i_c}{h^2}, \quad D_{\text{中}} = 0.7 \frac{12i_c}{h^2}, \quad D_{\text{边}} = 0.5 \frac{12i_c}{h^2}$$

$$V_{\text{中}} = \frac{D_{\text{中}}}{\sum D} V_0 = \frac{0.7}{2 \times (0.7 + 0.5)} \times 12P = 3.5P \text{ (kN)}$$

真题**【8.2.21】** (2011 年一级考题)

假定, $P = 10\text{kN}$, 底层柱顶侧移值为 2.8mm , 且上部楼层各边梁、柱及中梁、柱的修正系数分别为 $\alpha_{\text{边}} = 0.56$, $\alpha_{\text{中}} = 0.76$ 。试问, 不考虑柱子的轴向变形影响时, 该榀框架的顶层柱顶侧位移值 (mm), 与下列何项数值最为接近?

(A) 9

(B) 11

(C) 13

(D) 15

【答案】 (B)

【解答】 2~12 层, 层间侧移刚度相同, 作用本层以上荷载, 得到各层相对位移, 叠加首层及 2~12 层:

$$i_{b\text{边}} = 2i_{b0\text{边}}, \quad \bar{K}_{\text{边}} = \frac{2i_{b0}}{i_c} = \frac{2 \times 2.7 \times 10^{10}}{5.4 \times 10^{10}} = 1, \quad \alpha_{\text{边}} = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}} = \frac{0.5 + 1}{2 + 1} = 0.5$$

$$i_{b\text{中}} = 2i_{b\text{边}}, \quad \bar{K}_{\text{中}} = \frac{i_{b\text{边}} + i_{b\text{中}}}{i_c} = \frac{3i_{b\text{边}}}{i_c} = 3 \times \frac{2i_{b0}}{i_c} = 3\bar{K}_{\text{边}} = 3, \quad \alpha_{\text{中}} = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}} = \frac{0.5 + 3}{2 + 3} = 0.7$$

$$D = \alpha \frac{12i_c}{h^2}, \quad \sum D = 2(\alpha_{\text{边}} + \alpha_{\text{中}}) \frac{12i_c}{h^2} = 2 \times (0.56 + 0.76) \frac{12 \times 3.91 \times 10^{10}}{4^2 \times 10^6} = 7.7418 \times 10^4 \text{ N/mm}$$

$$\Delta = \Delta_1 + \sum_{i=2}^{12} \Delta_i = \Delta_1 + \frac{1}{\sum D} \sum_{i=2}^{12} V_i = 2.8 + \frac{10 \times 10^3}{7.7418 \times 10^4} \times \sum_{i=1}^{11} i$$

$$= 2.8 + \frac{1}{7.7418} \times \frac{11 \times (11 + 1)}{2} = 11.33\text{mm}$$

第九章 影 响 线

第一节 影响线概念

移动荷载是指荷载的作用位置在结构上是可以移动的，例如厂房中吊车荷载、桥梁上的车辆荷载等。工程设计中常需要确定结构中某指定位置某项量值 S （如反力、弯矩或剪力等）在移动荷载作用下产生的最大值，这就要研究移动荷载的最不利荷载位置。因为一旦确定了最不利荷载位置，就可以把移动荷载作用下的结构计算问题转化为固定荷载作用下的计算问题，利用固定荷载作用下的计算方法求出某指定位置某项量值 S 的最大值或最小值，为结构设计提供所需要的数据。

由于移动荷载通常是由很多个间距不变的竖向集中荷载或竖向均布荷载所组成的，因此，我们可以先研究一个竖向的单位集中荷载 $P=1$ 在结构上移动时某一量值的变化规律，然后根据叠加原理再进一步研究各种实际移动荷载作用下产生的该量值的最大值。

影响线是指单位集中移动荷载 $P=1$ 作用下，某截面某量值变化规律的图形。

某量值的影响线上某一纵坐标表示单位荷载移到该位置时，该量值的大小。影响线是研究移动荷载的最不利位置和计算内力的最大值或最小值的有效工具。

如图 9.1.1a 所示为一简支梁，现研究当竖向单位集中荷载 $P=1$ 在梁上移动时，支座反力 R_B 的变化规律及其图线。

设 A 点为坐标原点：横坐标 x 为荷载 $P=1$ 的作用位置，纵坐标 y 表示支座反力 R_B 的大小。由平衡条件 $\sum M_A = 0$ ，设反力以向上为正，可求出支座反力 R_B ：

$$R_B = P \frac{x}{l} = \frac{x}{l} \quad (0 \leq x \leq l)$$

上式就是 R_B 的影响线方程，这是 x 的一次函数，故 R_B 的影响线是一条直线，

当 $x=0$ 时， $R_B=0$

当 $x=l$ 时， $R_B=1$

如图 9.1.1b 所示，在绘影响线时，通常规定正值的纵距绘在基线的上方。

图 9.1.1b 中的影响线形象地表明了支座反力 R_B 随竖向单位移动荷载 $P=1$ ，在梁上移动时的变化规律。当荷载 $P=1$ 移动到 A 、1、2（1、2 分别为跨度的三分点）和 B 几个等分点上时，支座反力 R_B 的数值相应的分别为 0 、 $\frac{1}{3}$ 、 $\frac{2}{3}$ 和 1 。

在绘制影响线时，竖向单位集中荷载 $P=1$ （简称单位荷载）不带任何量纲，是一个无名数，因此反力 R_B 的影响线的纵距也是无名数。

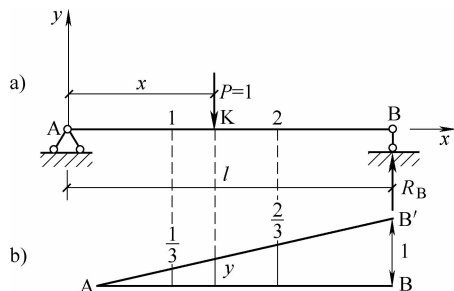


图 9.1.1

第二节 静力法作影响线

一、简支梁的反力、内力影响线

简支梁的支座反力和任一截面的弯矩、剪力的影响线是最基本、最常用的影响线，用静力法作简支梁反力和内力（弯矩和剪力）影响线的方法，是以单位荷载的作用位置 x 为自变量，根据隔离体平衡条件列出所求内力、支座反力的影响线方程，依此画出影响线。注意，影响线方程往往分段列出。列影响线方程时要注意坐标的选择，因为坐标的选择与计算的繁简程度有较大关系。

（一）支座反力影响线

简支梁支座反力 R_A 的影响线。

将 $P=1$ 放在简支梁上任意位置，距 A 为 x 。由 $\sum M_B = 0$ ，得

$$R_A = P \frac{l-x}{l} = \frac{l-x}{l} \quad (0 \leq x \leq l)$$

这就是 R_A 的影响线方程，是一条直线。

当 $x=0$ 时， $R_A = 1$

当 $x=l$ 时， $R_A = 0$

画出 R_A 的影响线，如图 9.2.1c 所示。它的纵距是无名数。

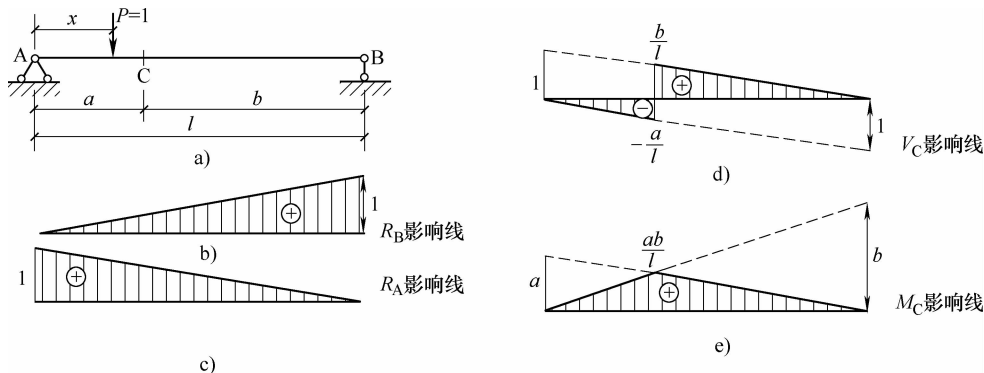


图 9.2.1

（二）剪力影响线

绘制指定截面 C 的剪力 V_C 的影响线。当 $P=1$ 在截面 C 以左或以右移动时，剪力 V_C 的方程不同，故应以截面 C 为界分成左右两段考虑。

当 $P=1$ 作用在 AC 段时，则取截面 C 的右边为隔离体，由 $\sum Y = 0$ ，得

$$V_C = -R_B \quad (P=1 \text{ 在 AC 段})$$

在 AC 段内， V_C 的影响线与 R_B 的影响线相同，但正负号相反。因此，可先把 R_B 的影响线画在基线下面，保留 AC 段。C 点的纵距按比例关系求得为 $-\frac{a}{l}$ 。

当 $P=1$ 作用在 CB 段时，我们取截面 C 的左边为隔离体，由 $\sum Y = 0$ ，得

$$V_C = R_A \quad (P=1 \text{ 在 CB 段})$$

由此看出，在 CB 段内， V_C 的影响线与 R_A 的影响线相同。因此，可先作 R_A 的影响线，然后保留其中的 CB 段（AC 段舍弃不用）。C 点的纵距可按比例关系求得为 $\frac{b}{l}$ 。 V_C 影响线如图 9.2.1d 所示。

由上可知， V_C 的影响线由两段相互平行的直线组成，纵距在 C 点有一个突变，其值为 $\frac{b}{l} + \frac{a}{l} = 1$ 。当 $P=1$ 作用在 AC 段任一点时，截面 C 为负号剪力。当 $P=1$ 作用在 CB 段任一点时，截面 C 为正号剪力。当 $P=1$ 正好作用在 C 点时， V_C 的影响值没有意义。

剪力影响线的纵距和反力的一样，也是无量数。

（三）弯矩影响线

绘制指定截面 C 的弯矩 M_C 的影响线，也要分成左右两段考虑。

当 $P=1$ 作用在 CB 段时，取截面 C 的左边为隔离体，得

$$M_C = R_A a \quad (P=1 \text{ 在 CB 段})$$

由此看出，在 CB 段内， M_C 的影响线纵距等于 R_A 的影响线纵距的 a 倍（ a 是截面 C 到支座 A 的距离）。因此，可以把 R_A 影响线的纵距乘以 a ，然后保留其中的 CB 段，就得到 M_C 在 CB 段的影响线。

当 $P=1$ 作用在 AC 段时，取截面 C 的右边为隔离体，得

$$M_C = R_B b \quad (P=1 \text{ 在 AC 段})$$

因此，可先把 R_B 的影响线的纵距乘以 b （ b 是截面 C 到支座 B 的距离），然后保留其中的 AC 段，就得到 M_C 在 AC 段的影响线。

由上可知， M_C 的影响线分成 AC 和 CB 两段直线，形成一个三角形，如图 9.2.1e 所示。这里 C 点的纵距应为 $\frac{ab}{l}$ ， M_C 的影响线纵距都是正的。

弯矩影响线纵距的单位为长度单位。

学习时，应注意影响线与内力图是两个完全不同的概念，千万不要混淆。

图 9.2.2a、b 分别是简支梁 AB 的弯矩影响线和弯矩图，这两个图形的形状虽然相似，但其概念却完全不同。表

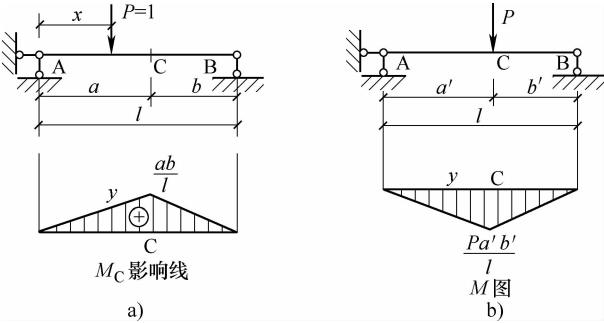


图 9.2.2

9.2.1 把两个图形的主要区别加以比较，以便更好地掌握影响线的概念。

表 9.2.1

	弯矩影响线	弯 矩 图
承受的荷载	数值为 1 的单位移动荷载，无量纲	作用位置固定不变的实际荷载，有单位
横坐标 x	表示单位移动荷载的作用位置	表示所求弯矩的截面位置
竖坐标 y	代表 $P=1$ 作用在此点时，在指定截面处所产生的弯矩；正值应画在基线上侧；其量纲是 [长度]	代表实际荷载作用在固定位置时，某截面所产生的弯矩；弯矩画在杆件的受拉边，不标正负号；其量纲是 [力] · [长度]

二、静力法作外伸梁的反力、内力影响线

(一) 支座反力影响线

如图 9.2.3a 所示一外伸梁，取 A 点为坐标原点，横坐标 x 以向右为正。当荷载 $P=1$ 作用于梁上任一点时，由平衡方程求得支座反力为

$$\left. \begin{aligned} R_A &= \frac{l-x}{l} \\ R_B &= \frac{x}{l} \end{aligned} \right\} (-l_1 \leq x \leq l+l_2)$$

这两个支座反力的影响线方程与简支梁的相同，只是荷载 $P=1$ 的作用范围有所扩大。在简支梁中， x 的变化范围是 $0 \leq x \leq l$ ，这里则为 $-l_1 \leq x \leq l+l_2$ 。 R_A 和 R_B 的影响线如图 9.2.3b、c 所示。由图可见，AB 段的影响线与简支梁的完全相同，只要将这段直线向两个外伸部分延长，即得出整个影响线。

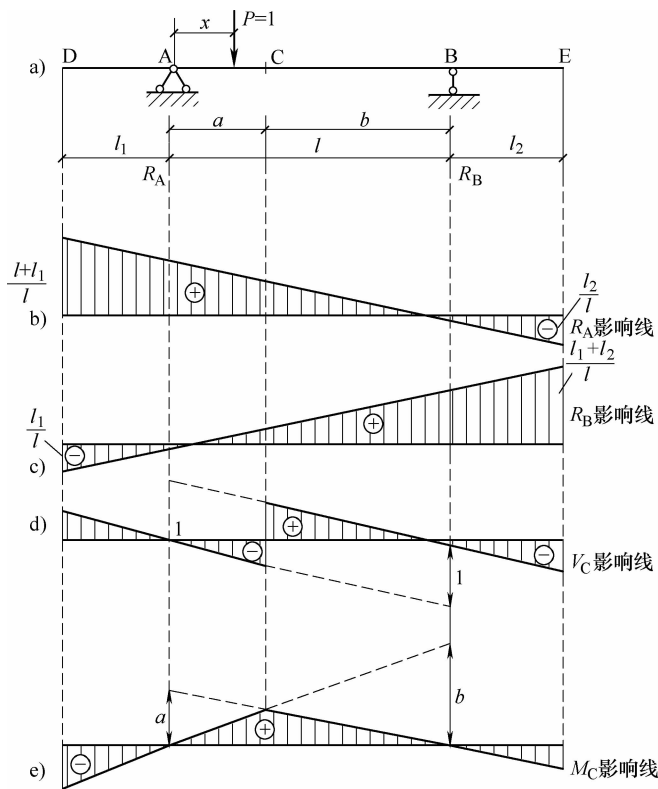


图 9.2.3

(二) 跨中部分截面的内力影响线

绘制指定截面 C 的剪力 V_C 和弯矩 M_C 的影响线，如图 9.2.3 所示。当 $P=1$ 在 C 点以左时，取截面 C 以右部分为隔离体，得

$$V_C = -R_B \quad M_C = R_B b$$

当 $P=1$ 在 C 点以右时，取截面 C 以左部分为隔离体，得

$$V_C = R_A \quad M_C = R_A a$$

由上述关系可知, V_C 、 M_C 的影响线方程与简支梁的相同。因而只需将简支梁上相应截面的剪力和弯矩影响线向两边外伸部分延长, 即可得出外伸梁的 V_C 和 M_C 影响线, 它们分别如图 9.2.3d、e 所示。

(三) 外伸部分截面的内力影响线

绘制截面 K 的剪力和弯矩影响线, 如图 9.2.4a 所示。为计算方便, 改取 K 点为坐标原点, 并规定横坐标 x 以向右为正。当 $P=1$ 在 K 点以左时, 取截面 K 以右部分为隔离体, 隔离体上没有任何荷载, 显然 V_K 和 M_K 均等于零, 故该两影响线在 DK 部分均与基线重合, 当 $P=1$ 在 K 点以右时, 仍取截面 K 以右部分为隔离体, 可得

$$V_K = 1, \quad M_K = -x$$

据以上两式, 即可作出 KE 部分的 V_K 和 M_K 影响线, 如图 9.2.4b、c 所示。

对于支座处截面的剪力影响线, 我们需分支座左边与支座右边两个截面来分别讨论。

因为这两个截面是分别属于外伸和跨中部分的。例如, 支座 B 右截面的剪力 $V_{B右}$ 的影响线, 可由 V_K 的影响线使截面 K 趋于支座 B 的右截面而得到如图 9.2.4d 所示; 对于左截面的剪力 $V_{B左}$ 的影响线, 则可由 V_C 的影响线 (图 9.2.3d) 使截面 C 趋于支座 B 的左截面而得到, 如图 9.2.4e 所示。

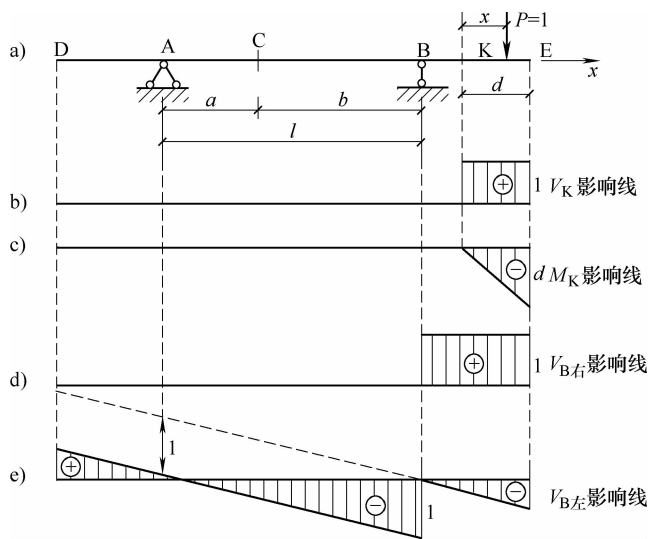


图 9.2.4

由上可以看出, 静定梁的影响线均是由直线段组成的。

三、静力法作间接荷载作用下的影响线

上节所讨论的影响线, 都是考虑荷载 $P=1$ 直接作用于梁上的情况, 故称为直接荷载作用下的影响线。但是, 在实际工程中, 还会遇到如图 9.2.5a 所示具有纵横梁的结构系统, 这类结构的主梁承受间接荷载的作用。下面以主梁上截面 K 的弯矩 M_K 的影响线为例, 阐明间接荷载作用下影响线的特点和绘制方法。

为了作出 M_K 的影响线, 先考察当 $P=1$ 在任一纵梁 (例如 CD) 上移动时 M_K 的变化规律。

这时，直接作用于主梁上的力将是由横梁传来的节点荷载（图 9.2.5b），其大小分别为

$$V_C = \frac{d-x}{d}, \quad V_D = \frac{x}{d}$$

它们都是 x 的一次函数。设在直接荷载作用下， M_k 的影响线如图 9.2.5c 所示，其中 C 点处的竖标为 y_C ，D 点处的竖标为 y_D ，则由影响线的定义并根据叠加原理可知，上述两个节点荷载所产生的截面 K 的弯矩为

$$M_k = V_C y_C + V_D y_D = \frac{d-x}{d} y_C + \frac{x}{d} y_D$$

上式表明，当 $P=1$ 在纵梁 CD 上移动时， M_k 的变化规律也是 x 的一次函数。

由此可知： M_k 的影响线在纵梁 CD 的范围内是一根直线，因此，只需定出两个竖坐标即可绘出 M_k 在 CD 这一部分的影响线。由上述求 M_k 的公式得出：

$$\text{当 } x=0 \quad M_k = y_C$$

$$\text{当 } x=d \quad M_k = y_D$$

这就是说，在间接荷载作用下， M_k 的影响线在节点处的竖标与直接荷载作用下影响线相应的竖标完全相同。这个结论不难理解，因为当 $P=1$ 作用于节点时，主梁的受力情况与直接荷载作用的情况相同，故这两种荷载情况下的影响线在节点处的竖坐标也

应完全相同。据此，只需先作出直接荷载下 M_k 的影响线，并从节点 C、D 处引竖线与此影响线相交，其交点即为间接荷载作用下 M_k 的影响线在 C、D 处的竖标，然后将节点 C、D 处的竖标顶点用直线相连，即可得出 M_k 在 CD 范围内的影响线。当 $P=1$ 在其他纵梁上移动时， M_k 的影响线亦可按上述方法绘出。这样，就得到了间接荷载作用下 M_k 的影响线，如图 9.2.5d 所示。

上述关于 M_k 影响线的做法，对于间接荷载作用下其他量值的影响线也同样适用。于是，在间接荷载作用下绘制影响线的一般步骤可归纳如下：

(1) 先假定没有纵横梁，即将荷载 $P=1$ 当作直接荷载，作出相应的影响线（用虚线表示）。

(2) 从各节点引竖线与直接荷载作用下的影响线相交，然后根据所得交点在每一纵梁范围内以直线相连。

如图 9.2.6 所示为间接荷载作用下伸臂梁 R_B 、 M_k 、 V_k 影响线的例子。

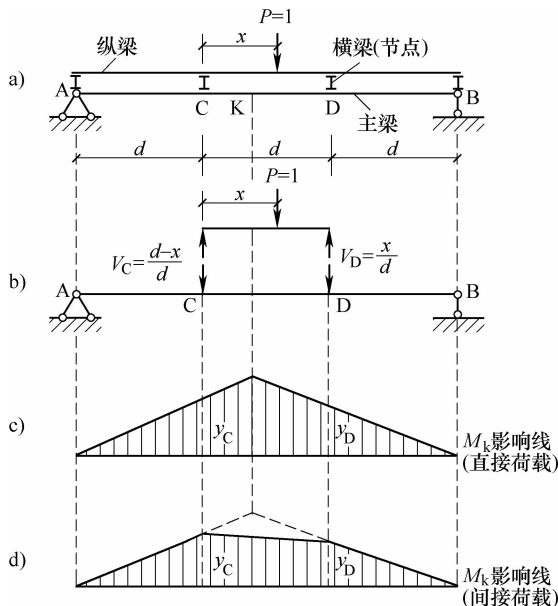


图 9.2.5

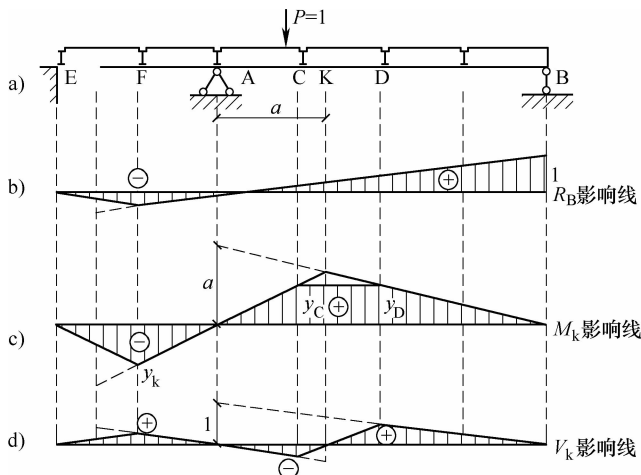
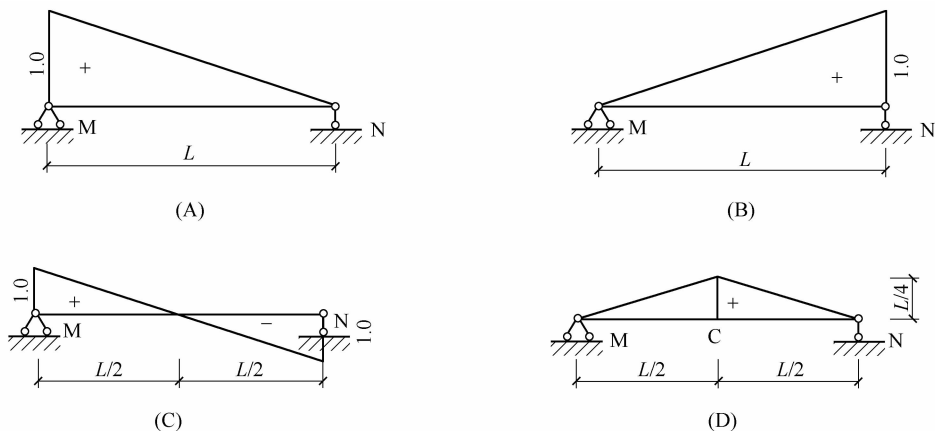


图 9.2.6

真题**【9.2.1】** (2011 年一级考题)

某桥上部结构为单孔简支梁。试问，以下四个图形中哪一个图形是上述简支梁在 M 支点的反力影响线？

提示：只需要定性分析。



【答案】 (A)

【解答】 影响线是在单位集中移动荷载作用下,表示某反力或截面内力的量值变化规律的图形。作影响线一般有静力法和机动法。

定性分析:

(1) 静力法分析: 支座 M 的反力, 当 $P=1$, 作用在 M 时, 静力平衡可得反力即等于 1; 当 $P=1$ 作用在 N 时, 静力平衡可得反力等于零。这也可以称为“直接法”, 因为静定结构的影响线是直线, 只需要确定两点控制点的标距即可确定影响线, 如 (A)。

(2) 机动法分析: 解除支座 M, 按反力正方向 (一般向上), 给一个位移 (等于 1), 则梁段只能绕 N 点转动, 形状如 (A)。(注: 机动法在下一节介绍)

其他

(B) 同理可以确定为支座 N 的反力影响线。

(C) 与简支梁在均布荷载作用下的剪力图形状相同, 但标距值单位不同。

(D) 为中间截面 C 的弯矩的影响线。

第三节 机动法作影响线

一、机动法作单跨静定梁的影响线

现以如图 9.3.1a 所示的简支梁为例, 说明机动法作静定梁影响线的方法和步骤。为求反力 F_B 的影响线, 首先用反力 F_B 取代支座 B 的链杆, 如图 9.3.1b 所示。该体系在支座 A、单位荷载 F 及支座反力 F_B 的作用下保持平衡, 但此时, 静定梁已变成具有一个自由度的几何可变体系。在 B 点给此体系一个约束允许的、微小的虚位移 δ (向上为正), 使 AB 杆绕 A 点作微小转动。于是, $F=1$ 的作用点产生的虚位移为 δ_F , 如图 9.3.1c 所示。根据虚功原理, 所有外力如图 9.3.1b, 在虚位移图 9.3.1c 上所作的虚功之和为零, 有 $F_B\delta - F\delta_F = 0$, 由于 $F=1$, 得 $F_B = \frac{\delta_F}{\delta}$ 。如果作

图时取, 有 $\delta = 1$, $F_B = \delta_F$ 。

由于 F 是移动的, 所以 δ_F 就是荷载 F 移动到任一点时的虚位移, 由此形成的虚位移图就是反力 F_B 的影响线, 如图 9.3.1d 所示。

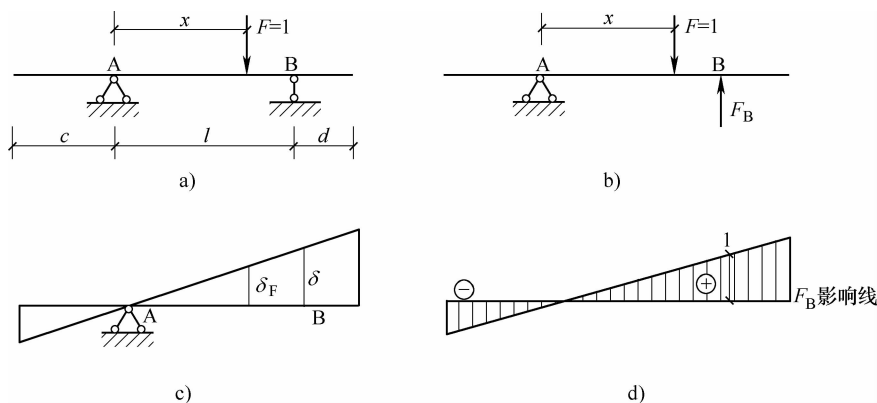


图 9.3.1

综上所述, 用机动法作反力或内力影响线的步骤归纳如下:

- 1) 用反力或内力取代相应的约束。
- 2) 使机构沿反力或内力的正方向产生单位虚位移。
- 3) 由此得到的虚位移图即为所求的影响线。
- 4) 虚位移图在基线上侧, 竖标取为正, 反之, 取为负。

下面以求如图 9.3.2a 所示简支梁截面 C 的弯矩和剪力影响线为例, 进一步说明机动法的运用。做弯矩 M_C 的影响线时, 先将截面 C 变为铰接, 用一对弯矩代替与 M_C 相应的联系。然后使 CA、CB 杆件沿 M_C 的正方向产生单位相对转角, 即 $\alpha + \beta = 1$, 如图 9.3.2b 所示。作为虚位移, $\alpha + \beta$ 为微小值。此时, BC 杆延长线在 A 处的竖距 $a(\alpha + \beta) = a$, C 点处的竖标可按比例关系求出为 $\frac{ab}{l}$ 。所得的虚位移图即表示 M_C 的影响线, 如图 9.3.2c 所示。

在作剪力 F_{QC} 影响线时, 可将截面 C 处改为滑动连接, 用一对正向剪力代替与剪力有关的联系, 如图 9.3.3a 所示。然后使杆件 CA、CB 沿剪力的正方向产生单位相对移动, $CC_1 + CC_2 = 1$ 。由于滑动连接不能转动, 只能上下移动, 因此, 截面两侧 $AC_1 \parallel C_2B$ 。此时, 可按

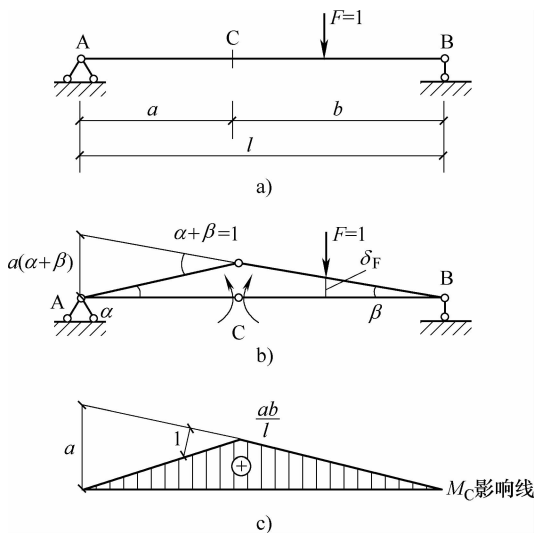


图 9.3.2

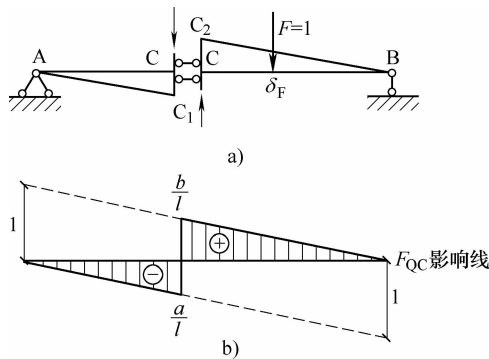


图 9.3.3

比例关系,求得 F_{QC} 影响线 C 截面两侧的竖标,即 $CC_1 = \frac{a}{l}$, $CC_2 = \frac{b}{l}$ 。所得的虚位移图即表示剪力 F_{QC} 的影响线,如图 9.3.3b 所示。

二、机动法作多跨静定梁的影响线

多跨静定梁是由单跨静定梁组合而成,作影响线的原理及方法均相同,区别在于各部分之间的关系。因此首先要分清基本部分和附属部分,明确各部分之间的传力关系,即荷载作用于基本部分时,附属部分不受力;荷载作用于附属部分时,附属部分、基本部分均受力。再利用单跨静定梁的影响线,即可作出多跨静定梁的影响线。

以图 9.3.4 为例,说明多跨静定梁影响线的特点,继而确定其做法:

如图 9.3.4a 所示为三跨静定梁,图 9.3.4b 为层叠图,试求 M_K 的影响线。

(1) 所求量值本身所在的梁段,即 $P=1$ 在 CE 段移动,其量值的影响线就是相应单跨静定梁的影响线,由图 9.3.4b 得到图 9.3.4d CE 段。

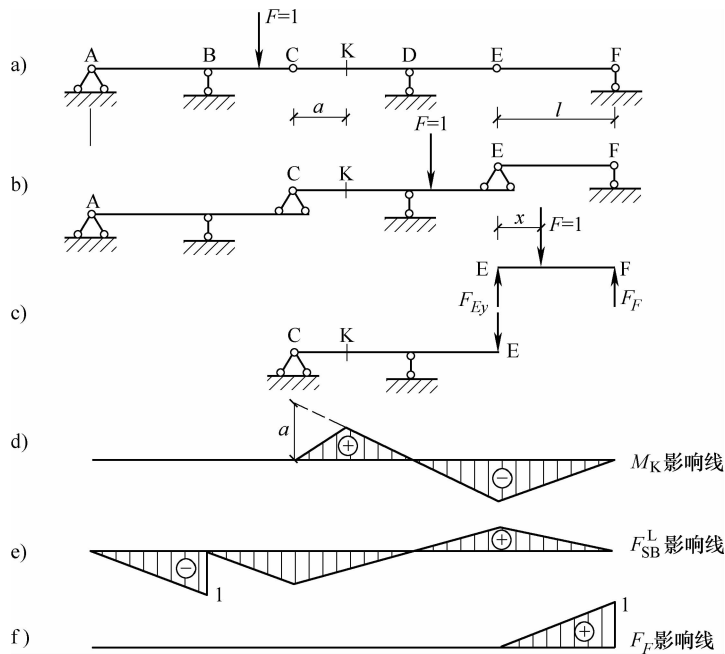


图 9.3.4

(2) 对于所求量值所在梁段为基本部分的梁段,即 $P=1$ 在 AC 段移动,其量值的影响线为零,由图 9.3.4a 得到图 9.3.4d AC 段。

(3) 对于所求量值所在部分为附属部分的梁段,即 $P=1$ 在 CE 段移动,其量值影响线为直线,根据其于基本部分连接的铰接处杆端的竖坐标和在支座处竖坐标为零可以确定,由图 9.3.4c 得到图 9.3.4d EF 段。

同理作出 B 支座左侧截面的剪力影响线如图 9.3.4e 所示,支座 F 的反力影响线如图 9.3.4f 所示。

对于实际应用,机动法作多跨静定梁的影响线更简单方便。

从几何组成来看,基本部分是不依赖于其他部分而能独立维持其几何不变性的;附属部分则必

须依赖于基本部分才能维持其几何不变性。由此可以得到机动法作多跨静定梁的影响线的方法：

如图 9.3.5a 所示三跨静定梁，试求 M_K 的影响线。

(1) K 截面所在梁段 CE 为单跨简支外伸梁，用机动法作 CE 梁的 M_K 影响线，首先解除与 M_K 相应的转动约束，即刚节点 K 变为铰节点，两侧添加一对力矩表示弯矩 M_K 正方向，则 CDE 部分变为机构。当使机构沿 M_K 的正方向产生相对单位转角时，CDE 本身产生刚性位移如图 9.3.5b 所示 CE 段，即 CE 段的影响线。

(2) 相对于 CE 段为基本部分的 AC 段，不依赖于 CE 段，仍为几何不变，没有位移，如图 9.3.5b 所示 AC 段，即影响线标距为零。

(3) 相对于 CE 段为附属部分的 EF 段，依赖于 CE 段，由 CE 段 E 点位移引起 EF 段的刚性位移，如图 9.3.5b 所示 EF 段，即 EF 段的影响线。

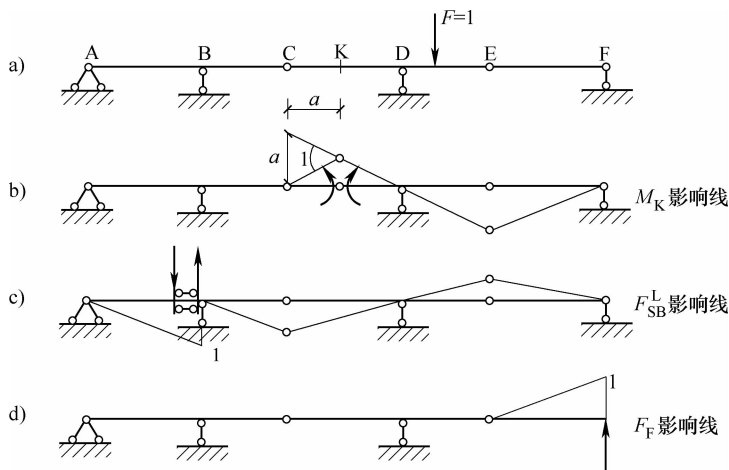


图 9.3.5

所以，多跨静定梁的机动法作影响线，步骤与单跨静定梁相同，并以量值所在的单跨静定梁的虚位移为基础，得到该段的影响线；而相应于量值所在梁段为基本部分的梁段没有位移，影响线标距为零；相应于量值所在梁段为附属部分的梁段，由连接处引起相应的刚性位移，即附属部分的影响线。由于各段均为直线，所以由量值所在部分的标距值即可确定附属部分的标距值。

同理可以做出支座 B 左侧截面的剪力影响线图 9.3.5c，支座 F 的反力影响线图 9.3.5d。

三、机动法作连续梁的影响线

连续梁属于超静定结构，其内力或反力的影响线与静定结构的影响线相比有明显的不同，例如前者为曲线，后者为直线或折线。与静定结构的影响线相比，定量地作出连续梁的影响线要困难得多；但有时（例如当活荷载为可移动荷载时）我们并不需要准确地知道连续梁影响线各点的纵标，而只需要掌握影响线的大致形状，这就没有太大困难了。

连续梁的影响线一般用类似于作多跨静定梁影响线的机动法的方法来作。以如图 9.3.6a 所示的连续梁为例。如果要作反力 F_{RB} 的影响线，首先撤除与 F_{RB} 相应的约束，得到如图 9.3.6b 所示的超静定次数降低一次的梁；其次，使该梁在 F_{RB} 的正方向上发生单位虚位移，则所得的梁的变形曲线就是 F_{RB} 的影响线。为了证明这一点，以图 9.3.6a 和图 9.3.6b 分别为“状态 1”和“状态 2”，则由功的互等定理，状态 1 的荷载和反力在状态 2 的相应位移上所做的功等于状态 2 的荷载和反力在状态 1 的相应位移上所做的功，即 $-1 \times y + \bar{F}_{RB} \times 1 = 0$ ，故 $\bar{F}_{RB}$

$=y$, 其中 y 是状态 2 中与单位荷载 $\bar{F}_p=1$ 相应的位移。当单位荷载在梁上移动时, $\bar{F}_{RB}$ 和 y 都是荷载位置的函数, 它们的图形分别是 F_{RB} 的影响线和如图 9.3.6b 所示的变形曲线, 这就证明了本方法的合理性。

连续梁是超静定结构, 撤除一个多余约束后梁的超静定次数降低了一次, 但并没有变为机构, 所以上述方法称为“机动法”并不合适, 称为“挠曲线比拟法”则比较妥当。连续梁内力(弯矩和剪力)的影响线也可以用挠曲线比拟法来作, 只要将反力与位移互等定理中“反力”的概念扩充为一般的“约束力”就能得出相应的结论。

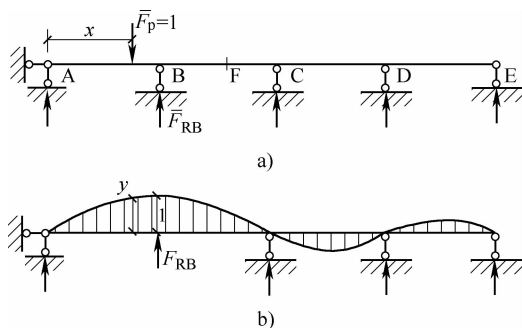


图 9.3.6

用挠曲线比拟法大致描绘出如图 9.3.7a 所示连续梁中 M_B 、 M_F 、 F_{QF} 、 F_{QC}^R (支座 C 右侧的剪力) 的影响线的形状。

先作 M_B 的影响线。在支座 B 处将梁段的刚性连接改为铰接, 再使铰 B 两边的截面在 M_B 的正方向发生微小的单位相对转角“1”, 则梁的变形曲线就是 M_B 的影响线, 其中支座 B 两边曲线的切线夹角为“1”, 如图 9.3.7a 所示。

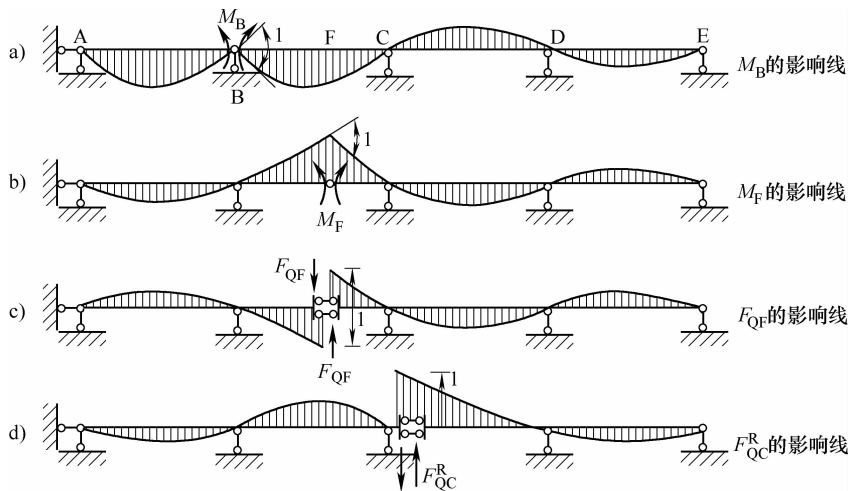


图 9.3.7

用类似的方法可以作出 M_F 、 F_{QF} 和 F_{QC}^R 的影响线, 分别如图 9.3.7b、c、d 所示。在图 9.3.7b 中, 截面 F 两边曲线的切线夹角为“1”; 在图 9.3.7c、d 中, 截面 F 或支座 C 右截面两边曲线的切线相互平行且竖距为“1”。

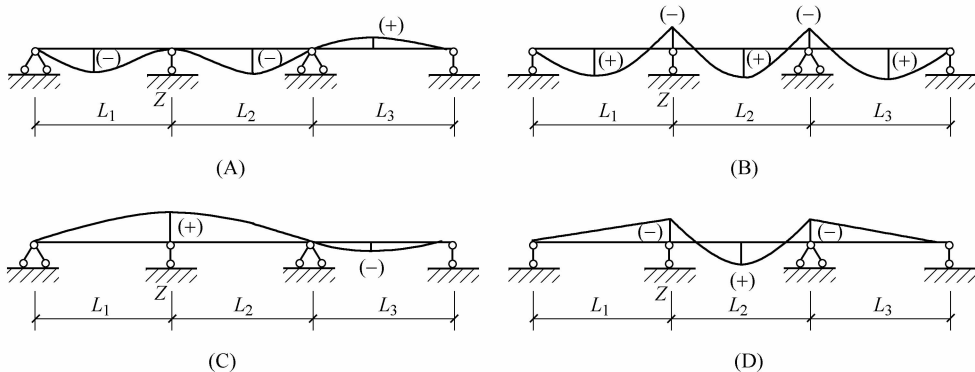
从上例可见, 用挠曲线比拟法描绘影响线的大致形状是很方便的。在活荷载为可移动荷载的大多数情况下, 只要有了影响线的大致形状, 就足以给出活荷载的最不利布置。在上例中, 对 M_B 而言, 将活荷载布置在梁的第一、二、四跨是最不利的, 这将使支座 B 产生绝对值最大的负弯矩; 对 M_F 和 F_{QC}^R 而言, 最不利的情况分别是在梁的第二、四跨和第二、三跨布置活荷载。分别使截面 F 的弯矩及支座 C 右截面的剪力取得最大值。

真题

【9.3.1】 (2006 年一级考题)

某一桥梁上部结构为三孔钢筋混凝土连续梁，试判定在以下四个图形中，哪一个图形是该梁在中支点Z截面的弯矩影响线？

提示：只需定性地判断。



【答案】 (A)

【解答】 根据影响线定义, $P=1$ 沿连续梁移动时支座Z处的弯矩, 可以分析特殊的控制点的值: 当 $P=1$ 在各支座上时, M_z 应该等于零, 且 $P=1$ 作用在1、2跨时, 使 M_z 产生上侧受拉的负弯矩, 综合二者, 则只有 (A) 正确。

机动法分析: 解除支座Z处梁的刚节点的相对转动约束, 变为铰节点, 并使铰两侧杆端按截面弯矩方向 (下侧受拉) 的一对力矩作用方向转动, 上下方向仍有Z支座的链杆约束, 不能移动, 如图9.3.8所示, 则只有 (A) 正确。

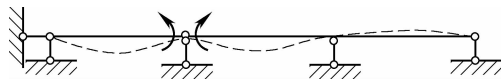


图 9.3.8

(B) 为三跨均布荷载的弯矩图。

(C) 为支座Z的竖向反力影响线。

(D) 为只有中间跨有均布荷载的弯矩图。

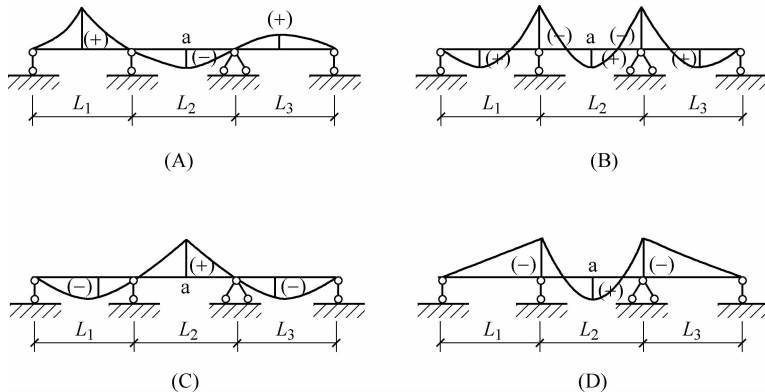
真题

【9.3.2】 (2008 年一级考题)

对于某桥上部结构为三孔钢筋混凝土连续梁, 试判定在以下四个图形中, 哪一个图形是该梁在中孔跨中截面a的弯矩影响线?

提示: 只需定性地判断。

【答案】 (C)



【解答】 根据影响线定义, $P=1$ 沿连续梁移动时支座 Z 处的弯矩, 可以分析特殊的控制点的值: 当 $P=1$ 在各支座上时, M_a 应该等于零, 且 $P=1$ 作用在第 2 跨时, 使 M_z 产生下侧受拉的正弯矩, 作用在 1、3 跨时, 使 M_a 产生上侧受拉的负弯矩。综合二者, 则只有 (C) 正确。

机动法分析: 解除截面 a 处梁的刚节点的相对转动约束, 变为铰节点, 并使铰两侧杆端按截面弯矩正方向 (下侧受拉) 的一对力矩作用方向转动, 上下方向没有支座的约束, 按力矩正方向相对转动的同时, 只能向上移动, 如图 9.3.9 所示, 则只有 (C) 正确。

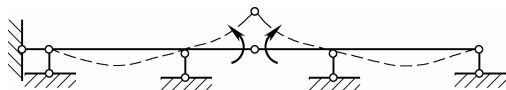


图 9.3.9

(A) 为该梁 $L1$ 跨的跨中截面弯矩影响线。

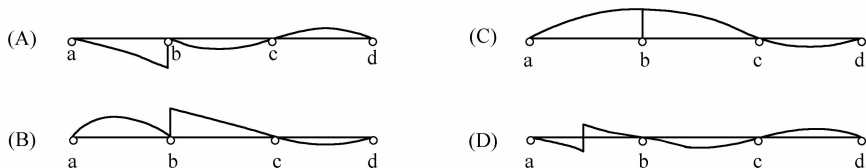
(B) 为三跨均布荷载的弯矩图。

(D) 为只有中间跨有均布荷载的弯矩图。

真题

【9.3.3】 (2009 年一级考题)

当一个竖向单位力在三跨连续梁上移动时, 其中间支点 b 左侧的剪力影响线, 应为下列何图所示?



【答案】 (A)

【解答】 根据影响线定义, $P=1$ 沿连续梁移动时支座 b 左侧剪力, 可以分析特殊的控制点的值: 当 $P=1$ 在各支座上时, $V_{b左}$ 应该等于零, 且 $P=1$ 作用在第 1 跨中时, 支座 b 左的杆端, 即 ab 杆 b 端的剪力向上, 为负剪力。综合二者, 则只有 (A) 正确。

机动法分析: 解除支座 b 左处梁的刚节点的相对剪切方向的约束, 变为定向支座的约束, 并使两侧杆端按截面剪力正方向 (图示绕杆端顺时针作用方向) 转动, 约束左右可以相对错动, 但右侧有支座的约束, 只能左侧按剪力正方向向下移动, 因为定向支座两侧杆端平行, 所以左侧杆端向下移时的顺时针转动, 带动支座右侧的杆端也顺时针转动, 如图 9.3.10 所示, 则只有 (A) 正确。

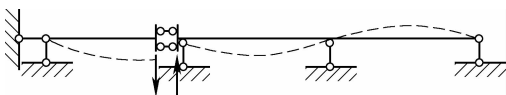


图 9.3.10

(B) 为支座 b 右侧剪力影响线。

(C) 为支座 b 的竖向反力影响线。

(D) 为 ab 跨中间截面的剪力影响线。

第四节 利用影响线求固定荷载作用下的量值

一、集中荷载作用

如图 9.4.1a 所示的外伸梁上, 作用一组位置确定的集中荷载 P_1 、 P_2 、 P_3 。现拟求截面 C

的弯矩 M_C 。为此, 首先作出 M_C 影响线如图 9.4.1b 所示, 并计算出对应各荷载作用点的竖标 y_1 、 y_2 、 y_3 。根据叠加原理可知, 在 P_1 、 P_2 、 P_3 共同作用下, M_C 值为

$$M_C = P_1 y_1 + P_2 y_2 + P_3 y_3$$

一般情况, 若有一系列集中荷载 P_1 、 P_2 、 $\dots$ 、 P_n 作用在结构上, 而结构的某一量值 S 的影响线在各荷载作用点处的竖标为 y_1 、 y_2 、 $\dots$ 、 y_n , 则在这组集中荷载共同作用下, 量值 S 为

$$S = P_1 y_1 + P_2 y_2 + \dots + P_n y_n = \sum_{i=1}^n P_i y_i \quad (9.4.1)$$

应用式 (9.4.1) 时, 需注意竖标 y_i 的正负号。

二、均布荷载作用

如图 9.4.2a 所示简支梁 DE 段作用均布荷载 q , 求截面 C 的剪力 V_C 。

首先作出截面 C 的 V_C 影响线, 如图 9.4.2b 所示。将 DE 间均布荷载分成许多微段, 则每一微段 dx 内的荷载可视为集中荷载 qdx , 而它所产生的截面 C 的剪力 $dV_C = yqdx$, 此处 y 为 qdx 位置 (坐标为 x) 相应的 V_C 影响线上的竖标。全部均布荷载作用下的 V_C 值为

$$V_C = \int_D^E yqdx = q \int_D^E ydx = q\omega = q\omega_1 + q\omega_2 = \sum_{i=1}^2 q_i \omega_i$$

式中 ω_i ——表示均布荷载长度范围内影响线的面积。

同理, 当梁上作用有荷载集度各不相同的均布荷载, 或不连续的均布荷载时, 则应逐段计算, 然后求其代数数和, 即

$$S = \sum_{i=1}^n q_i \omega_i \quad (9.4.2)$$

式 (9.4.2) 说明: 在均布荷载作用下, 某量值 S 的大小, 等于荷载集度 q 与该量值影响线在荷载分布范围内面积 ω 的乘积。计算面积 ω_i 时, 要注意考虑影响线竖标的正、负号。

【9.4.1】 用影响线求伸臂梁在固定荷载作用下的内力值。

条件: 如图 9.4.3a 所示伸臂梁, 承受荷载 P 、 q 。

要求: 试利用影响线计算该外伸梁在图示荷载作用下的截面 C 的弯矩 M_C 和剪力 V_C 值。

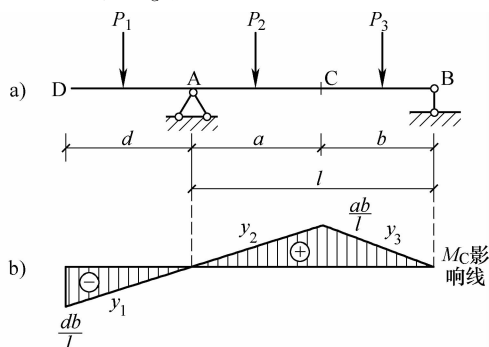


图 9.4.1

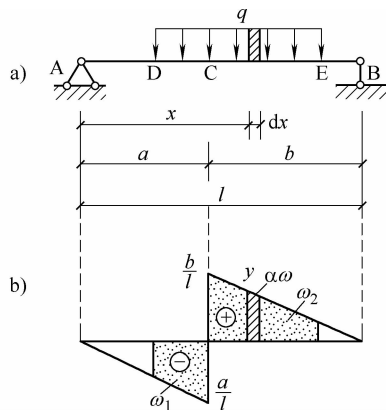


图 9.4.2

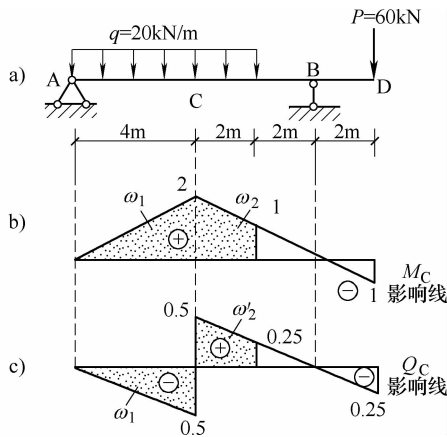


图 9.4.3

【解答】 (1) 作 M_C 、 V_C 影响线分别如图 9.4.3b、c 所示。

(2) 计算 P 作用点及 q 作用范围边界所对应的影响线图上的竖标 y_i 值, 分别如图 9.4.3b、c 所示。

(3) 计算 M_C 、 V_C

$$M_C = P y_D + q(\omega_1 + \omega_2) = 60 \times (-1) + 20 \times \left[\frac{1}{2} \times 2 \times 4 + \frac{1}{2} (1+2) \times 2 \right] = 80 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} V_C &= P y_D' + q(\omega_1' + \omega_2') = 60 \times (-0.25) + 20 \times \left[\frac{1}{2} \times (-0.5) \times 4 + \frac{1}{2} (0.25 + 0.5) \times 2 \right] \\ &= -20 \text{ kN} \end{aligned}$$

第五节 利用影响线确定最不利荷载位置——最大值

所谓荷载的最不利位置是指使结构的某一反力或内力得到最大值的荷载位置。

应当注意, 荷载的最不利位置是针对某一指定截面的某一内力来说的, 相应于某一内力的最不利荷载位置, 对其他内力不一定是最不利荷载位置。

一、均布荷载的情况

(一) 长度不定可以任意布置的均布荷载

如果移动荷载是均布荷载, 而且它可以任意断续布置, 其分布长度也可以是任意的 (例如人群等活荷载), 则荷载的最不利位置易于由观察确定, 由式 (9.4.2)

$$S = \sum_{i=1}^n q_i \omega_i$$

可知, 当荷载布满影响线正号部分时, S 有最大值 $S_{\max}$; 当荷载布满影响线负号部分时, S 有最小值 $S_{\min}$ 。例如图 9.5.1a 所示外伸梁, 由截面 C 的弯矩影响线图 9.5.1b 可知, 当均布荷载布满梁的 AB 段 (图 9.5.1c) 时, M_C 为最大值 $M_{C\max}$; 当均布荷载布满梁的 AD 段和 BE 段 (图 9.5.1d) 时, M_C 为最小值 $M_{C\min}$ 。

(二) 定长的均布荷载

公路桥涵设计中最常见的具有一定长度的均布荷载, 如履带式拖拉机。这里讨论影响线为三角形的情况。显然, 为使所研究的量值达到最大, 应使均布荷载范围对应的影响线面积 ω 最大。

可以证明, 将均布荷载置于两端点对应的影响线纵距 (y_a 和 y_b) 恰好相等的地方 ω 达最大。如图 9.5.2 所示的荷载位置正是它的最不利荷载位置。

【9.5.1】 用影响线求多跨静定梁某截面在均布荷载作用下的正、负 (绝对值) 最大弯矩。

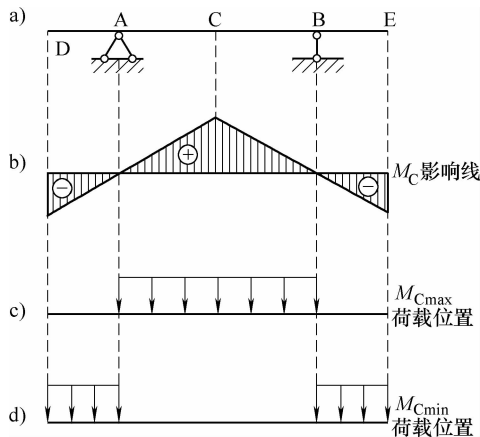


图 9.5.1

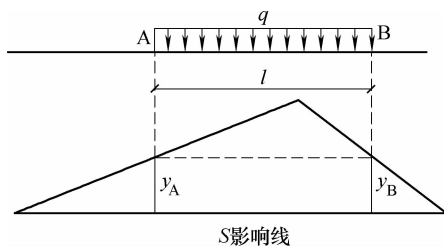


图 9.5.2

条件：如图 9.5.3a 所示多跨静定梁承受满跨固定均布荷载 q_1 和可以任意布置的可动均布荷载 q_2 作用，已知 $q_1 = 10\text{kN/m}$ ， $q_2 = 15\text{kN/m}$ 。

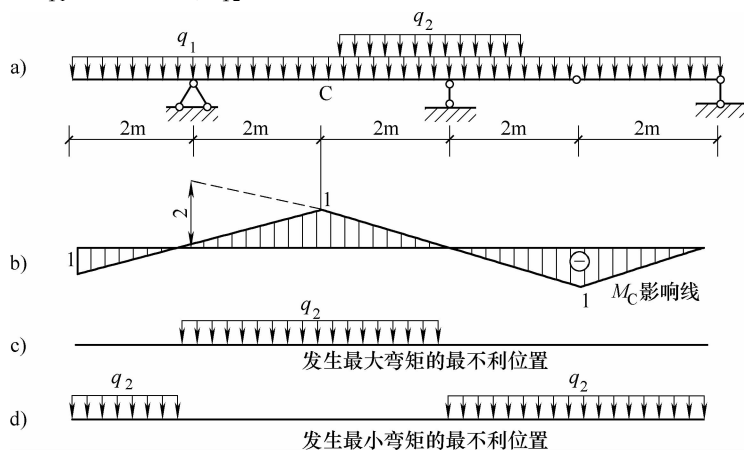


图 9.5.3

要求：计算截面 C 的最大弯矩和最小弯矩（绝对值最大负弯矩）。

【解答】作 M_C 影响线如图 9.5.3b 所示，固定均布荷载 q_1 可布满梁的全长，因此它产生的 M_{Cq1} 等于 M_C 影响线的各部分面积的代数和乘以 q_1 ，即

$$M_{Cq1} = \left(\frac{1}{2} \times 4 \times 1 - \frac{1}{2} \times 2 \times 1 - \frac{1}{2} \times 4 \times 1 \right) \times 10 = -10\text{kN} \cdot \text{m}$$

为使截面 C 产生最大弯矩，可动均布荷载 q_2 的布置应如图 9.5.3c 所示，此时 q_2 产生的 M'_{Cq2} 为

$$M'_{Cq2} = \frac{1}{2} \times 4 \times 1 \times 15 = 30\text{kN} \cdot \text{m}$$

为使截面 C 产生最小弯矩（绝对值最大负弯矩），可动均布荷载 q_2 的布置应如图 9.5.3d 所示，此时 q_2 产生的 M''_{Cq2} 为

$$\begin{aligned} M''_{Cq2} &= \left(-\frac{1}{2} \times 2 \times 1 - \frac{1}{2} \times 4 \times 1 \right) \times 15 \\ &= -45\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

根据叠加原理，可得 $M_{C\max}$ 和 $M_{C\min}$ 如下：

$$\begin{aligned} M_{C\max} &= M_{Cq1} + M'_{Cq2} = -10 + 30 = 20\text{kN} \cdot \text{m} \\ M_{C\min} &= M_{Cq1} + M''_{Cq2} = -10 - 45 = -55\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

二、集中荷载的情况

（一）一个移动集中荷载

我们知道，在单个集中荷载作用下产生的某量值的数值，等于此力与其作用点之下相应影响线竖距的乘积。因此，最不利荷载位置是这个集中荷载作用在影响线的竖距最大处。

（二）行列荷载

所谓行列荷载，一般是指一系列彼此间距不变的移动的竖向集中荷载或竖向均布荷载，如铁路标准列车荷载及公路桥涵的汽车标准荷载等。

由于这类荷载的荷载数目较多，确定最不利荷载位置的方法分两步来解决。

第一步, 求出使所研究的量值 S 产生极值的荷载位置。这个荷载位置称为临界荷载位置。

第二步, 从有限个临界荷载位置中选出最不利荷载位置, 也就是从 S 的极大值中选出最大值, 从极小值中选出最小值。

根据临界荷载位置的定义可知, 当荷载移动到该位置使所求量值 S 为极大值时, 行列荷载由该位置不论向左或向右移动一微小距离, S 值一定减小, 即其增量 $\Delta S \leq 0$ 。如何找到这个位置呢? 可以证明 (此处从略) 当系列集中荷载必须有一个集中荷载 P_k 位于所求量值影响线图形的顶点处才有可能使之产生极值 (注意这只是必要条件而非充分条件)。我们将能使所研究量值 S 产生极值的荷载位置称为临界荷载位置, 置于影响线顶点的该荷载 P_k 称为临界荷载。下面对影响线图形为三角形的情况推导出荷载临界位置判别准则。

图 9.5.4a、b 分别表示一大小、间距不变的移动荷载组和某一量值 S 的三角形影响线。现在来确定 S 有最大值时荷载的最不利位置。

在移动荷载中选定一个 P_k , 将 P_k 置于 S 影响线的顶点上, 以 $R_{左}$ 、 $R_{右}$ 分别表示 P_k 左、右两边荷载的合力。如果这一位置能使 S 有极大值, 那么, 不论荷载向左或向右移动时, 都必然会使 S 减小, 即 $\Delta S < 0$ 。

首先使荷载向右移动 Δx (设 Δx 以向右为正), 则 P_k 将移动到影响线顶点之右。相应的影响线竖标改变量, 在顶点之左为 $\Delta y_1 = \Delta x \tan \alpha$, 在顶点之右为 $\Delta y_2 = \Delta x \tan \beta$, 于是

$$\begin{aligned}\Delta S_1 &= R_{左} \Delta y_1 + (P_k + R_{右}) \Delta y_2 \\ &= R_{左} \Delta x \tan \alpha - (P_k + R_{右}) \Delta x \tan \beta \\ &= \Delta x [R_{左} \tan \alpha - (P_k + R_{右}) \tan \beta] < 0\end{aligned}$$

因为 Δx 为正值, 则

$$R_{左} \tan \alpha - (P_k + R_{右}) \tan \beta < 0 \quad (a)$$

再将 P_k 置于影响线的顶点后, 使荷载向左移动 ($-\Delta x$) 时, P_k 将移动到影响线顶点之左, 则

$$\begin{aligned}\Delta S_2 &= (R_{左} + P_k)(-\Delta x) \tan \alpha - R_{右}(-\Delta x) \tan \beta \\ &= -\Delta x [(R_{左} + P_k) \tan \alpha - R_{右} \tan \beta] < 0\end{aligned}$$

所以

$$(P_k + R_{左}) \tan \alpha - R_{右} \tan \beta > 0 \quad (b)$$

将式(a)、式(b)中后项移项可得

$$\left. \begin{aligned} R_{左} \tan \alpha &< (P_k + R_{右}) \tan \beta \\ (P_k + R_{左}) \tan \alpha &> R_{右} \tan \beta \end{aligned} \right\} \quad (c)$$

由图 9.5.4b 可见

$$\tan \alpha = \frac{c}{d}, \quad \tan \beta = \frac{c}{b}$$

代入式 (c) 得

$$\left. \begin{aligned} \frac{R_{左}}{a} &< \frac{P_k + R_{右}}{b} \\ \frac{P_k + R_{左}}{a} &> \frac{R_{右}}{b} \end{aligned} \right\} \quad (9.5.1)$$

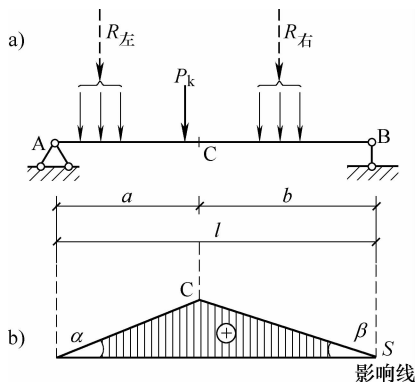


图 9.5.4

式(9.5.1)说明:如果把不等式的左边和右边分别视为 a 段和 b 段的平均荷载:则 P_k 计入影响线顶点的哪一边,这一边的平均荷载就较另一边的大, S 将有极大值。荷载 P_k 就为临界荷载,与此相应的荷载位置,称为临界位置。由此可见,式(9.5.1)是判断 P_k 是否为临界荷载必须满足的条件,称为三角形影响线临界荷载判别式。

一般而言,给出一组移动荷载和量值 S 的影响线后,需根据式(9.5.1)选取若干个荷载试算,方能确定哪一个是临界荷载并从而定出最不利荷载位置。通常在数值较大、排列较密的那几个荷载中,出现临界荷载的可能性较大。有时临界荷载不止一个,这时可将相应极值分别算出,比较哪一个为最大,发生最大极值的那个荷载位置就是最不利位置。

【9.5.2】 简支梁在吊车荷载作用下跨中截面的最大弯矩

条件:如图9.5.5a所示为一跨度12m的简支式吊车梁,同时有两台吊车在其上工作。

要求:试求跨中截面C的最大弯矩 M_{Cmax} 。

【解答】 (1) 作 M_C 影响线,如图9.5.5c所示。

(2) 判别临界荷载。可以看出,当 P_2 (或 P_3)位于影响线顶点(图9.5.5b)时,有较多的荷载位于顶点附近和梁上(注意 P_4 已不在AB梁上),故可设 P_2 (或 P_3)为 P_k 。由式(9.5.1)得

$$\begin{cases} \frac{R_{左}}{a} = \frac{280}{6} < \frac{P_k + R_{右}}{b} = \frac{280 + 280}{6} = \frac{560}{6} \\ \frac{P_k + R_{左}}{a} = \frac{280 + 280}{6} = \frac{560}{6} > \frac{R_{右}}{b} = \frac{280}{6} \end{cases}$$

由计算结果可见, P_2 是临界荷载。

(3) 计算 M_{Cmax} 。 P_1 、 P_2 、 P_3 作用点处所对应的 M_C 影响线上的竖标如图9.5.5c所示。

$$\begin{aligned} M_{Cmax} &= P_1 y_1 + P_2 y_2 + P_3 y_3 \\ &= 280 \times (0.6 + 3 + 2.28) \text{ kN} \cdot \text{m} \\ &= 1646.4 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

P_1 、 P_4 不是临界荷载(读者自行验算),将 P_3 置于影响线顶点,可得出与上述同样的 M_C 值,则此即为荷载最不利位置。

【9.5.3】 简支梁在吊车荷载作用下跨中某截面的最大弯矩

条件:如图9.5.6a所示简支梁,承受两台吊车的荷载。

要求:试求该简支梁在图示吊车荷载作用下截面K的最大弯矩。

【解答】 先作出 M_K 的影响线,如图9.5.6b所示。

据前述推断, M_K 的最不利荷载位置将有如图

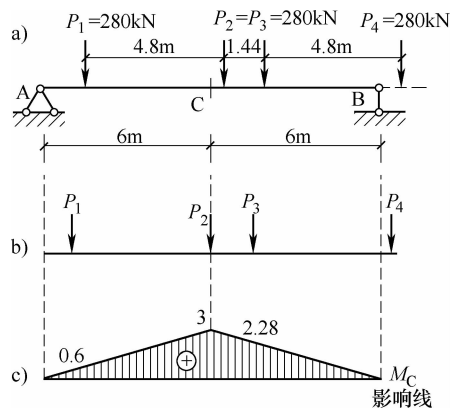


图 9.5.5

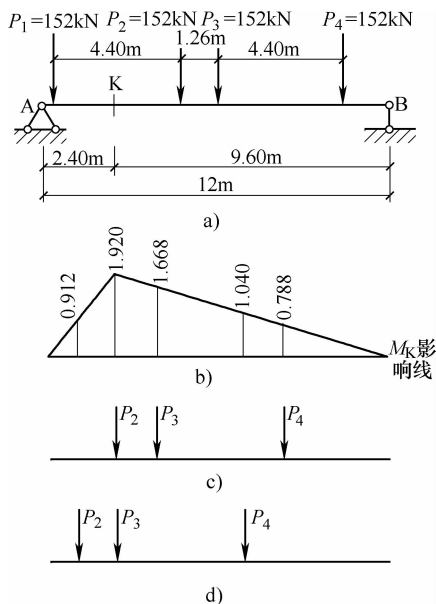


图 9.5.6

9.5.6c、d 所示两种可能情况。分别计算对应的 M_K 值, 并加以比较, 即可得出 M_K 的最大值。

对于图 9.5.6c 所示情况有

$$\frac{0}{2.4} < \frac{3 \times 152}{9.6}$$

$$\frac{152}{2.4} > \frac{2 \times 152}{9.6}$$

符合式 (9.5.1), P_2 是临界荷载

$$M_K = 152 \times (1.920 + 1.668 + 0.788) = 665.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

对于图 9.5.6d 所示情况有

$$\frac{152}{2.4} > \frac{2 \times 152}{9.6}, \quad \frac{2 \times 152}{2.4} > \frac{152}{9.6}$$

不符合不等式 (9.5.1), P_3 不是临界荷载, 即图 9.5.6d 不是一个临界荷载位置, 则图 9.5.6c 所示即为 M_K 的最不利荷载位置。此时

$$M_{K\max} = 665.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

【9.5.4】 两跨静定梁在吊车荷载作用下中间支座 B 的最大反力

条件: 如图 9.5.7a 所示为吊车荷载作用下的两跨静定梁。

要求: 试求支座 B 的最大反力。

【解答】 该梁实为两根简支梁, 故可作出如图 9.5.7b 所示的 R_B 影响线。其最不利荷载位置有如图 9.5.7c、d 所示两种可能情况, 现分别计算如下。

考虑图 9.5.7c 所示情况有

$$\frac{426.6}{6} < \frac{426.6 + 289.3}{6}$$

$$\frac{2 \times 426.6}{6} > \frac{289.3}{6}$$

是一个临界荷载位置

$$R_B = 426.6 \times (0.125 + 1.000) + 289.3 \times 0.758 = 699.22 \text{ kN}$$

再考虑图 9.5.7d 所示情况有

$$\frac{426.6}{6} < \frac{2 \times 289.3}{6}$$

$$\frac{426.6 + 289.3}{6} > \frac{289.3}{6}$$

也是一个临界荷载位置

$$R_B = 426.6 \times 0.758 + 289.3 \times (1.000 + 0.200) = 670.52 \text{ kN}$$

二者比较可知, 如图 9.5.7c 所示的荷载情况为最不利荷载位置, 相应应有 $R_{B\max} = 699.22 \text{ kN}$ 。

真题 【9.5.5】 ~ 【9.5.7】 (2002 年二级考题)

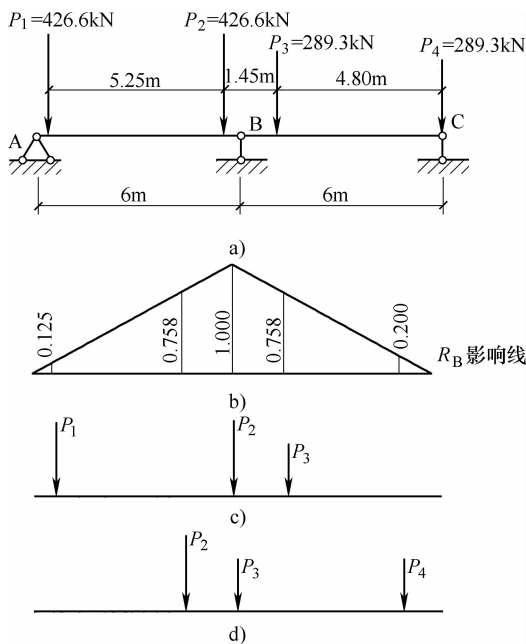


图 9.5.7

某楼面的均布活荷载为 6kN/m^2 ，该楼面结构中有一根钢筋混凝土连续梁，如图 9.5.8 所示。梁截面尺寸 $b \times h = 250\text{mm} \times 500\text{mm}$ 。均布荷载标准值：静荷载（含自重） $g_k = 20\text{kN/m}$ ，活荷载 $q_k = 25\text{kN/m}$ 。

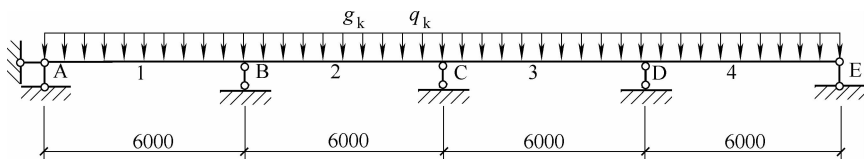


图 9.5.8

提示：计算梁内力时应考虑活荷载的不利布置，并按表 9.5.1 进行计算。

表 9.5.1 连续梁内力系数表

弯矩 $M = \text{表中系数} \times ql^2$ 、剪力 $V = \text{表中系数} \times ql$

荷载图	跨内最大弯矩				支座弯矩			剪力				
	M_1	M_2	M_3	M_4	M_B	M_C	M_D	V_A	$V_{B左}$ $V_{B右}$	$V_{C左}$ $V_{C右}$	$V_{D左}$ $V_{D右}$	V_E
	0.077	0.036	0.036	0.077	-0.107	-0.071	-0.107	0.393	-0.607 0.536	-0.464 0.464	-0.536 0.607	-0.393
	0.100	—	0.081	—	-0.054	-0.036	-0.054	0.446	-0.554 0.018	0.018 0.482	-0.518 0.054	0.054
	0.072	0.061	—	0.098	-0.121	-0.018	-0.058	0.380	-0.620 0.603	-0.397 -0.040	-0.040 0.558	0.442
	—	0.056	0.056	—	-0.036	-0.107	-0.036	-0.036	-0.036 0.429	-0.571 0.571	-0.429 0.036	0.036
	0.094	—	—	—	-0.067	0.018	-0.004	0.433	-0.567 0.085	0.085 -0.022	-0.022 0.004	0.004
	—	0.074	—	—	-0.049	-0.054	0.013	-0.049	-0.049 0.496	-0.504 0.067	0.067 -0.013	-0.013

真题

【9.5.5】（2002 年二级考题）

D 支座截面的最大弯矩设计值 M_D 与下列何项数值最为接近？

- (A) $-217.6\text{kN} \cdot \text{m}$ (B) $-234.0\text{kN} \cdot \text{m}$
(C) $-227.3\text{kN} \cdot \text{m}$ (D) $-244.9\text{kN} \cdot \text{m}$

【答案】 (D)

【解答】 机动法作连续梁支座 D 的弯矩影响线，如图 9.5.9 所示，虚线为影响线形状，可以确定活荷载满布第 1、3、4 跨负号部分，可得支座负弯矩绝对值最大值。

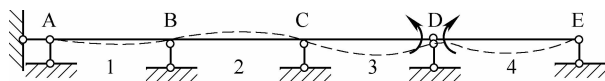


图 9.5.9

连续梁内力系数表 9.5.1 中没有直接对应的荷载布置，考虑结构对称，利用对称位置的荷载布置：第 1、2、4 跨满布时支座 B 负弯矩的绝对值最大值，即为所求。

根据《建筑结构荷载规范》3.2.3条及3.2.4条,最大弯矩设计值考虑由可变荷载效应控制的组合:

$$\begin{aligned} M_D' = M_B' &= 1.2 \times (-0.107) \times g_k l^2 + 1.4 \times (-0.121) \times q_k l^2 \\ &= -(1.2 \times 0.107 \times 20 \times 6^2 + 1.4 \times 0.121 \times 25 \times 6^2) \\ &= -(92.448 + 152.46) = -244.91 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

由永久荷载效应控制的组合:

$$\begin{aligned} M_D'' = M_B'' &= 1.35 \times (-0.107) \times g_k l^2 + 1.4 \times 0.7 \times (-0.121) \times q_k l^2 \\ &= -(1.35 \times 0.107 \times 20 \times 6^2 + 1.4 \times 0.7 \times 0.121 \times 25 \times 6^2) \\ &= -(104.004 + 106.722) = -210.73 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

比较二者, D 支座截面最大弯矩设计值 $M_{D\max} = -244.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$

真题 【9.5.6】 (2002 年二级考题)

DE 跨跨中截面的最大弯矩设计值 M_4 与下列何项数值最为接近?

- (A) 163.5 kN · m (B) 156.6 kN · m (C) 183.5 kN · m (D) 192.5 kN · m

【答案】 (D)

【解答】 机动法作连续梁 DE 段跨中弯矩影响线如图 9.5.10 所示, 虚线为影响线形状, 可以确定活荷载满布第 2、4 跨正号部分, 可得跨中弯矩最大值。

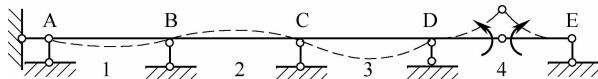


图 9.5.10

连续梁系数表中没有直接对应的荷载布置, 考虑结构对称, 利用对称位置的荷载布置: 第 1、3 跨满布时第 1 跨跨中弯矩的最大值, 即为所求。

根据《建筑结构荷载规范》3.2.3条及3.2.4条,最大弯矩设计值考虑由可变荷载效应控制的组合:

$$\begin{aligned} M_4' = M_1' &= 1.2 \times 0.077 \times g_k l^2 + 1.4 \times 0.100 \times q_k l^2 \\ &= 1.2 \times 0.077 \times 20 \times 6^2 + 1.4 \times 0.100 \times 25 \times 6^2 \\ &= 66.528 + 126 = 192.53 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

由永久荷载效应控制的组合:

$$\begin{aligned} M_4'' = M_1'' &= 1.35 \times 0.077 \times g_k l^2 + 1.4 \times 0.7 \times 0.100 \times q_k l^2 \\ &= 1.35 \times 0.077 \times 20 \times 6^2 + 1.4 \times 0.7 \times 0.100 \times 25 \times 6^2 \\ &= 74.844 + 88.2 = 163.04 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

比较二者, DE 跨中的 4 截面最大弯矩设计值 $M_{4\max} = 192.53 \text{ kN} \cdot \text{m}$

真题 【9.5.7】 (2002 年二级考题)

在 DE 跨中靠近 D 支座截面的最大剪力设计值 $V_{D右}$, 最接近下列何项数值?

- (A) 214.9 kN (B) 196.2 kN (C) 217.6 kN (D) 208.3 kN

【答案】 (C)

【解答】 机动法作连续梁 DE 段靠近 D 支座截面, 即支座 D 右侧截面的剪力影响线如图 9.5.11 所示, 虚线为影响线形状, 可以确定活荷载满布第 1、3、4 跨正号部分, 可得剪力最大值。

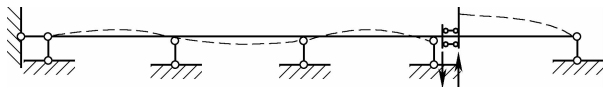


图 9.5.11

连续梁系数表中没有直接对应的荷

载布置, 考虑结构对称, 利用对称位置的荷载布置: 第 1、2、4、跨满布时 B 支座左侧截面的负号剪力绝对值最大值, 即为所求。

根据《建筑结构荷载规范》3.2.3 条及 3.2.4 条, 最大剪力设计值考虑由可变荷载效应控制的组合:

$$\begin{aligned} V'_{D右} &= -V'_{B左} = -[1.2 \times (-0.607) \times g_k l^2 + 1.4 \times (-0.620) \times q_k l^2] \\ &= 1.2 \times 0.607 \times 20 \times 6 + 1.4 \times 0.620 \times 25 \times 6 \\ &= 87.408 + 130.2 = 217.61 \text{ kN} \end{aligned}$$

由永久荷载效应控制的组合:

$$\begin{aligned} V''_{D右} &= -V''_{B左} = -[1.35 \times (-0.607) \times g_k l^2 + 1.4 \times 0.7 \times (-0.620) \times q_k l^2] \\ &= 1.35 \times 0.607 \times 20 \times 6 + 1.4 \times 0.7 \times 0.620 \times 25 \times 6 \\ &= 98.334 + 91.14 = 189.47 \text{ kN} \end{aligned}$$

比较二者, DE 跨中靠近 D 支座截面最大剪力设计值 $V_{D右\max} = 217.61 \text{ kN}$

真题 【9.5.8】 ~ 【9.5.9】 (2009 年二级考题)

某办公楼现浇钢筋混凝土三跨连续梁如图 9.5.12 所示。梁上作用的恒荷载标准值 (含自重) $g_k = 25 \text{ kN/m}$, 活荷载标准值 $q_k = 20 \text{ kN/m}$ 。

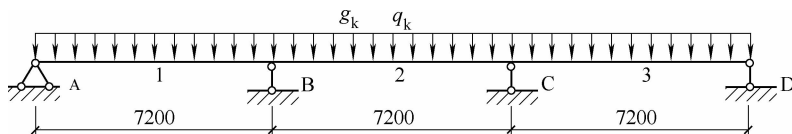


图 9.5.12

提示: 计算梁内力时应考虑活荷载的不利布置, 连续梁内力系数见表 9.5.2。

表 9.5.2 连续梁内力系数表 (弯矩 $M = \text{表中系数} \times q l^2$, 剪力 $V = \text{表中系数} \times q l$)

序号	荷载简图	跨内最大弯矩		支座弯矩		支座剪力		
		M_1	M_2	M_B	M_C	V_A	$V_{B左}$	$V_{B右}$
1		0.080	0.025	-0.100	-0.100	0.400	-0.600	0.500
2		0.101	-0.050	-0.050	-0.050	0.450	-0.550	0.000
3		-0.025	0.075	-0.050	-0.050	-0.050	-0.050	0.500
4		0.073	0.054	-0.117	-0.033	0.383	-0.617	0.583

真题 【9.5.8】 (2009 年二级考题)

试问, 该梁 B 支座截面的最大弯矩设计值 M_B ($\text{kN} \cdot \text{m}$), 与下列何项数值最为接近?

- (A) 251 (B) 301 (C) 325 (D) 352

【答案】 (C)

【解答】 作该梁支座 B 的弯矩影响线如图 9.5.13。

支座 B 的负弯矩绝对值最大时, 应在 1、2 跨满布

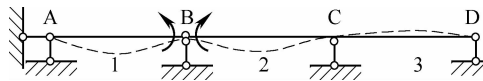


图 9.5.13

活荷载。

根据《建筑结构荷载规范》3.2.3条及3.2.4条,最大弯矩设计值考虑由可变荷载效应控制的组合:

$$\begin{aligned} M'_B &= 1.2 \times (-0.100) \times g_k l^2 + 1.4 \times (-0.117) \times q_k l^2 \\ &= -(1.2 \times 0.1 \times 25 \times 7.2^2) - (1.4 \times 0.117 \times 20 \times 7.2^2) \\ &= -155.52 - 169.83 = -325.35 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

由永久荷载效应控制的组合:

$$\begin{aligned} M''_B &= 1.35 \times (-0.100) \times g_k l^2 + 1.4 \times 0.7 \times (-0.117) \times q_k l^2 \\ &= -(1.35 \times 0.1 \times 25 \times 7.2^2) - (1.4 \times 0.7 \times 0.117 \times 20 \times 7.2^2) \\ &= -174.96 - 118.881 = -293.84 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

比较二者, B 支座截面负弯矩绝对值最大弯矩 $M_{B\max} = 325.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$

真题 [9.5.9] (2009 年二级考题)

试问, 该梁 BC 跨靠近 B 支座截面的最大剪力设计值 $V_{B\text{右}}$ (kN), 与下列何项数值最为接近?

- (A) 226 (B) 244 (C) 254 (D) 276

【答案】(A)

【解答】作该梁支座 B 右截面剪力影响线如图 9.5.14 所示。

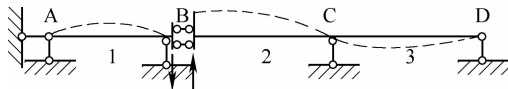


图 9.5.14

BC 跨靠近支座 B 截面的最大剪力设计值时, 应在 1、2 跨的正号影响线满布活荷载。

根据《建筑结构荷载规范》3.2.3 条及 3.2.4 条, 最大剪力设计值考虑由可变荷载效应控制的组合:

$$\begin{aligned} V'_{B\text{右}} &= 1.2 \times 0.500 \times g_k l + 1.4 \times 0.583 \times q_k l^2 \\ &= 1.2 \times 0.5 \times 25 \times 7.2 + 14 \times 0.583 \times 20 \times 7.2 \\ &= 108 + 117.53 = 225.53 \text{ kN} \end{aligned}$$

由永久荷载效应控制的组合:

$$\begin{aligned} V''_{B\text{右}} &= 1.35 \times 0.500 \times g_k l + 1.4 \times 0.7 \times 0.583 \times q_k l^2 \\ &= 1.35 \times 0.5 \times 25 \times 7.2 + 1.4 \times 0.7 \times 0.583 \times 20 \times 7.2 \\ &= 121.5 + 82.271 = 203.77 \text{ kN} \end{aligned}$$

比较二者, BC 跨中靠近 B 支座截面最大剪力设计值 $V_{B\text{右}\max} = 225.53 \text{ kN}$

真题 [9.5.10] (2007 年一级考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

某多跨厂房, 中列柱的柱距 12m, 采用钢吊车梁。在吊车梁上行驶两台重级工作制的软钩桥式吊车, 起重量 $Q=50/10\text{t}$, 小车重 $g=16.6\text{t}$, 最大轮压标准值 $P=453.7\text{kN}$, 每台吊车的轮压分布如图 9.5.15 所示。

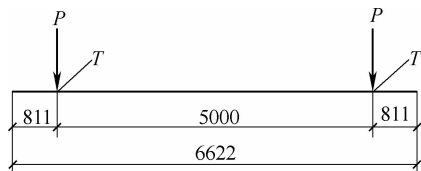


图 9.5.15

试问, 由两台吊车垂直荷载产生的吊车梁支座处的最大剪力设计值 (kN), 应与下列何项数值最为接近?

- (A) 1616.0 (B) 1516.2 (C) 1191.3 (D) 1083.0

【答案】(A)

【解答】题目为单跨简支梁, 吊车竖向荷载作为行列荷载作用, 求中间支座处剪力最大值。

(1) 作单跨简支梁支座处的剪力影响线, 与左支座的反力影响线图相同, 如图 9.5.16 所示。作为一个斜率的影响线, 荷载的最不利位置简单, 可直接判断, 吊车行列荷载较大、较密集的部分作用在影响线顶点附近, 且一个集中力作用在顶点位置, 注意此时行列荷载作用在梁上的个数和位置。

(2) 根据吊车参数确定行列荷载的间距, 放置在最不利位置, 如图 9.5.16 所示。

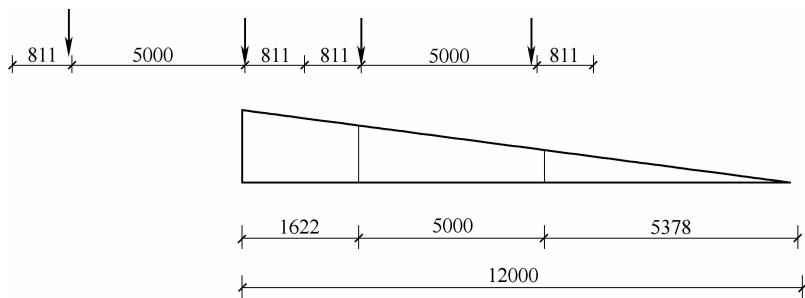


图 9.5.16

(3) 荷载取最大轮压 453.7 kN 计算。

(4) 根据叠加原理计算:

根据《建筑结构荷载规范》3.2.4 条、5.2.2 条: 分项系数 1.4、动力系数 1.1。

$$\sum y_i = 1 \times \left(\frac{5378}{12000} + \frac{10378}{12000} + 1 \right) = 2.313$$

$$V_{\max} = 1.4 \times 1.1 \times P_{\max} \sum y_i = 453.7 \times 2.313 = 1616.09 \text{ kN}$$

真题

【9.5.11】(2005 年一级考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

某单层双跨等高钢筋混凝土柱厂房, 其平面布置图、排架简图如图 9.5.17 所示。该厂房每跨各设有 20/5t 桥式软钩吊车两台, 吊车工作级别为 A6 级, 吊车参数见表 9.5.3。

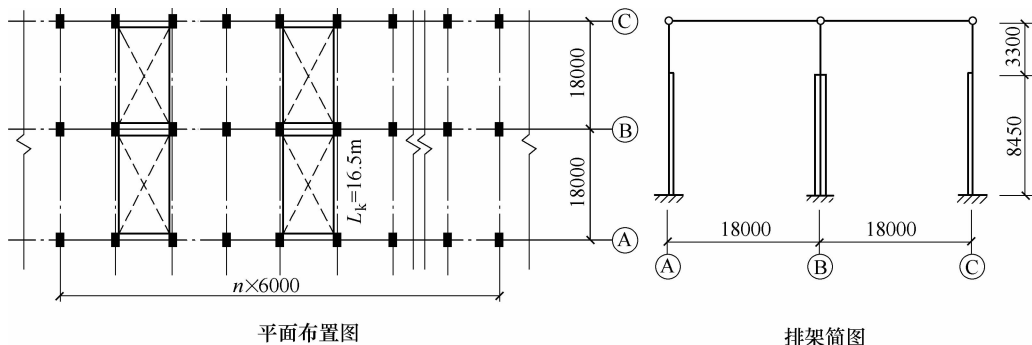


图 9.5.17

表 9.5.3 吊车参数

起重量 Q/t	起重机宽度 B/m	轮距 K/m	最大轮压 $P_{\max}/kN$	最小轮压 $P_{\min}/kN$	起重机总重量 G/t	小车重 q/t
20/5	5.94	4.00	178	43.7	23.5	6.8

试问, 当进行仅有两台吊车参与组合的横向排架计算时, 作用在边跨柱牛腿顶面的最大吊车竖向荷载 (标准值) $D_{\max}$ (kN)、最小吊车竖向荷载 (标准值) $D_{\min}$ (kN), 分别与下列哪一组数值最为接近?

(A) 178, 43.7 (B) 201.5, 50.5 (C) 324, 80 (D) 342, 83.9

【答案】 (D)

【解答】 题目为两跨简支梁,吊车竖向荷载作为行列荷载作用,作用在边跨柱牛腿顶面的最大荷载引起最大的竖向反力,即求中间支座反力的最大值。

(1) 作两跨简支梁中间支座的反力影响线如图 9.5.18 所示,布置吊车行列荷载,较大、较密集的部分作用在影响线顶点附近,且一个集中力作用在顶点位置。

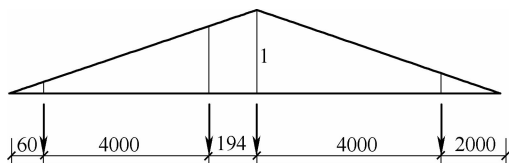


图 9.5.18

根据吊车参数确定行列荷载最不利位置。影响线与行列荷载排列,均对称,且荷载相等,只需要确定如图 9.5.18 所示的一种情况即可。

(2) 考虑最大、最小吊车荷载情况,荷载分别取最大轮压 178kN、最小轮压 43.7kN 计算。

(3) 根据叠加原理计算:

根据《建筑结构荷载规范》表 5.2.2 条,2 台吊车 A6 级,荷载折减系数为 0.95。

$$\sum y_i = 1 \times \left(\frac{60}{6000} + \frac{4060}{6000} + 1 + \frac{2000}{6000} \right) = 2.02$$

$$D_{\max} = 0.95 P_{\max} \sum y_i = 0.95 \times 178 \times 2.02 = 341.58 \text{ kN}$$

$$D_{\min} = 0.95 P_{\min} \sum y_i = 0.95 \times 43.7 \times 2.02 = 83.86 \text{ kN}$$

真题

【9.5.12】 (2010 年一级考题,原题为连锁题中的一道子题,现改写成一道独立题)

某单层工业厂房为钢结构,厂房柱距 21m,设置有两台重级工作制的软钩桥式吊车,吊车每侧有四个车轮,最大轮压标准值 $P_{k,\max} = 355 \text{ kN}$ 。每台吊车的轮压分布如图 9.5.19 所示。图中长度单位为 mm。

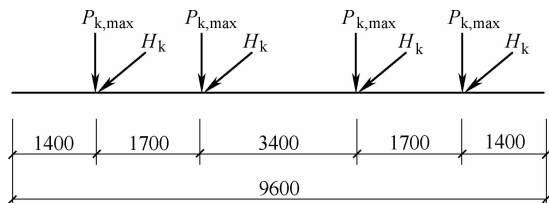


图 9.5.19

厂房排架分析时,假定两台吊车同时作用,试问,柱牛腿由吊车荷载引起的最大竖向反力标准值(kN),与下列何项数值最为接近?

(A) 2913 (B) 2191 (C) 2081 (D) 1972

【答案】 (C)

【解答】 题目为两跨简支梁,吊车竖向荷载作为行列荷载作用,求中间支座反力的最大值。

(1) 作两跨简支梁中间支座的反力影响线如图 9.5.20 所示,布置吊车行列荷载,较大、较密集的部分作用在影响线顶点附近,且一个集中力作用在顶点位置。

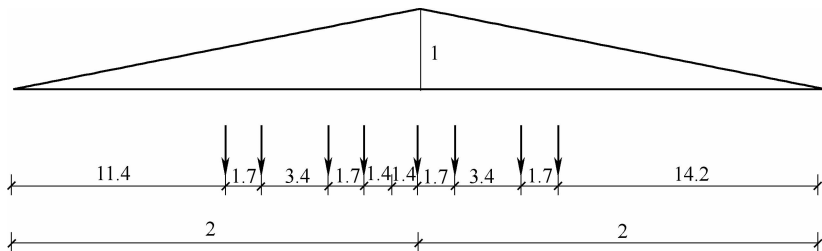


图 9.5.20

(2) 根据吊车参数确定行列荷载最不利位置。影响线与行列荷载排列均对称,且荷载相等,只需要确定如图 9.5.20 所示一种情况即可。

(3) 考虑最大值,荷载取最大轮压 355kN 计算。

(4) 根据叠加原理计算:

根据《建筑结构荷载规范》表 5.2.2 条,2 台吊车重级应为 A6-A8 级,荷载折减系数为 0.95。

$$\sum y_i = 1 \times \left(\frac{11.4}{21} + \frac{13.1}{21} + \frac{16.5}{21} + \frac{18.2}{21} + 1 + \frac{19.3}{21} + \frac{15.9}{21} + \frac{14.2}{21} \right) = 6.17$$

$$D_{\max} = 0.95 P_{\max} \sum y_i = 0.95 \times 355 \times 6.17 = 2081.31 \text{ kN}$$

真题

【9.5.13】 (2012 年一级考题)

一级公路上的一座桥梁,主桥为三跨(70m+100m+70m)变截面预应力混凝土连续箱形截面梁,如图 9.5.21 所示;试问,该桥用车道荷载求边跨(L_1)跨中正弯矩最大值时,车道荷载顺桥向布置,下列哪种布置符合规范规定?

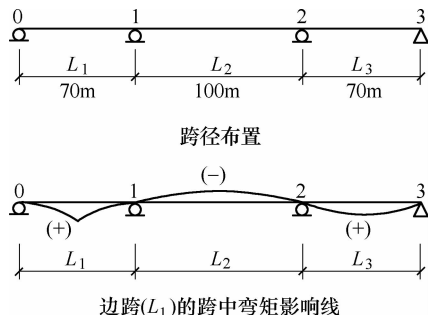


图 9.5.21

提示:三跨连续梁的边跨(L_1)跨中影响线如图 9.5.21 所示。

- (A) 三跨都布置均布荷载和集中荷载
- (B) 只在两边跨(L_1 和 L_3)内布置均布荷载,并只在 L_1 跨最大影响线坐标值处布置集中荷载
- (C) 只在中间跨(L_2)布置均布荷载和集中荷载
- (D) 三跨都布置均布荷载

【答案】 (B)

【解答】 《公路桥涵设计通用规范》4.3.1 条 4 款 3 项规定:“车道荷载的均布荷载标准值应满布于使结构产生最不利效应的同号影响线上;集中荷载标准值只作用于相应影响线中一个最大影响线峰值处”。根据上述规定,(A)、(C)、(D)三种荷载布置都不会使边跨(L_1)的跨中产生最大正弯矩,只有(B)种布置才能使要求截面的弯矩产生最不利效应,而且(C)种布置甚至使边跨相应截面产生负弯矩。所以说,该题正确答案应该是(B)。

真题

【9.5.14】 (2003 年一级考题,因《规范》改版,故本题有关参数作了相应调整)

某公路桥梁,计算跨径为 $L = 24.2\text{m}$,由双车道和人行道组成。桥面宽度为 0.25m (栏杆) + 1.5m (人行道) + 7.0m (车行道) + 1.5m (人行道) + 0.25m (栏杆) = 10.5m。桥梁结构由梁高 1.5m 的 5 根 T 形截面主梁和 5 根横梁组成。桥梁结构的布置如图 9.5.22 所示。设计荷载为公路-I 级车道荷载。

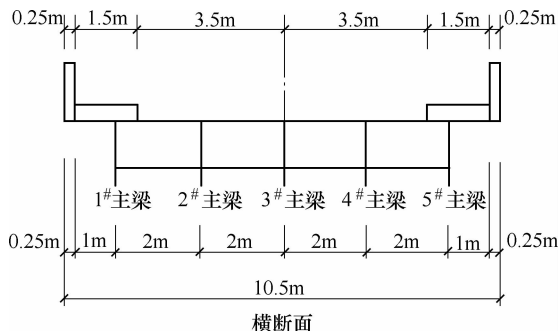


图 9.5.22

试问,该桥主梁跨中断面由两行汽车荷载引起的总弯矩值与下列何项数值最为接近?

提示:不计冲击系数与横向分布系数。

- (A) 2404.0kN · m (B) 2526.0kN · m
(C) 2322.3kN · m (D) 2236.5kN · m

【答案】 (C)

【解答】 (1)根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.1条4款,计算跨径24.2m的公路-I级车道荷载,均布荷载: $q_k = 10.5\text{kN/m}$

$$\begin{aligned} \text{集中荷载: } p_k &= 180 + (360 - 180) \times \frac{l-5}{50-5} \\ &= 180 + 180 \times 19.2/45 = 256.8\text{kN} \end{aligned}$$

(2)影响线。跨中弯矩影响线的最大纵标

$$y_k = \frac{l}{4} = \frac{24.2}{4} = 6.05$$

跨中弯矩影响线的面积

$$\Omega_M = \frac{l^2}{8} = \frac{24.2^2}{8} = 73.205\text{m}$$

(3)跨中汽车荷载引起的弯矩值

$$\begin{aligned} M_q &= P_k y_k + q_k \Omega = 256.8 \times 6.05 + 10.5 \times 73.205 \\ &= 2322.293\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

第六节 简支梁的绝对最大弯矩

在移动荷载作用下,可以求出简支梁上任一指定截面处的最大弯矩。但在梁的所有各截面最大弯矩中,又有最大的,称为简支梁的绝对最大弯矩。

要确定简支梁的绝对最大弯矩,须解决两个问题:①绝对最大弯矩发生在哪一个截面? ②此截面发生最大弯矩值时的荷载位置。

当梁上作用的移动荷载都是集中荷载时,梁在集中荷载组作用下,无论荷载在任何位置,弯矩图的顶点总是在集中荷载作用点处。因此可以断定,绝对最大弯矩必定是发生在某一集中荷载作用点处的截面上。

究竟发生在哪一荷载位置时的哪一个荷载下面。可先任选一集中荷载,看荷载在什么位置时,该荷载作用点处截面的弯矩达到最大值。然后按同样方法,分别求出其他各荷载作用点处截面的最大弯矩,再加以比较,即可确定绝对最大弯矩。

如图9.6.1a所示为一简支梁AB承受一组数值和间距不变的集中移动荷载作用,在荷载组中指定某一荷载 P_k ,它与支座A的距离为 x ,以 R 表示作用在梁上的所有荷载的合力,以 a 表示 R 与 P_k 之间的距离, R_A 代表左支座A的反力。现设 P_k 在合力 R 的左边(如图9.6.1a所示)。由 $\sum M_B = 0$,可得

$$R_A = \frac{R}{l}(l-x-a) \quad (\text{a})$$

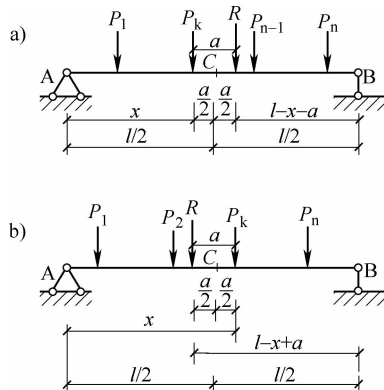


图 9.6.1

P_k 作用点所在截面的弯矩 M_x 为

$$M_x = R_A x - M_k = \frac{R}{l}(l - x - a)x - M_k \quad (b)$$

式中 M_k 表示 P_k 以左各荷载对 P_k 作用点的力矩之和, 是与 x 无关的常数。为求 M_x 的极值, 可令

$$\frac{dM_x}{dx} = 0$$

则

$$\frac{R}{l}(l - 2x - a) = 0 \quad (c)$$

即

$$x = \frac{l}{2} - \frac{a}{2} \quad (9.6.1a)$$

如果 P_k 在合力 R 的右边 (图 9.6.1b), 同理可得

$$x = \frac{l}{2} + \frac{a}{2} \quad (9.6.1b)$$

综合式 (9.6.1a) 和式 (9.6.1b), 可以得到 P_k 作用点所在截面弯矩为最大值的条件为

$$x = \frac{l}{2} \mp \frac{a}{2} \quad (9.6.2)$$

上式表明, 当梁上所有荷载的合力 R 与 P_k 恰好位于梁的跨度中点两侧的对称位置时, P_k 作用截面的弯矩达到最大值。

将式 (9.6.2) 代入式 (b) 即得弯矩最大值为

$$M_{\max} = \frac{R}{l} \left(\frac{l}{2} \mp \frac{a}{2} \right)^2 - M_k \quad (9.6.3)$$

利用以上所述, 我们可将各个荷载作用点截面的最大弯矩找出, 将它们加以比较而得出绝对最大弯矩。不过, 当荷载数目较多时, 这仍是较麻烦的。实际计算时, 宜事先估计发生绝对最大弯矩的临界荷载。因为简支梁的绝对最大弯矩总是发生在梁的中点附近, 故可设想, 使梁中点截面产生最大弯矩的临界荷载, 也就是发生绝对最大弯矩的临界荷载。经验表明, 这种设想在通常情况下都是正确的。据此, 计算绝对最大弯矩可按下述步骤进行: 首先确定使梁中点截面发生最大弯矩的临界荷载 P_k , 然后移动荷载组使 P_k 与梁上荷载的合力 R 对称于梁的中点, 再计算此时 P_k 作用点截面的弯矩, 即得绝对最大弯矩。

【9.6.1】 确定简支梁在吊车荷载作用下的绝对最大弯矩

要求: 求图 9.6.2a 所示吊车梁的绝对最大弯矩, 并与跨中截面 C 的最大弯矩进行比较。已知 $P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = 82\text{kN}$ 。

【解答】 (1) 求跨中截面 C 的最大弯矩 $M_{C_{\max}}$ 。

1) 作 M_C 影响线如图 9.6.2b 所示。

2) 判别临界荷载。由于当 P_2 (或 P_3) 位于影响线顶点 (图 9.6.2) 时, 有较多的荷载位于顶点附近和梁上, 故可设 P_2 (或 P_3) 为 P_k , 用式 (9.5.1) 判别知 P_2 (或 P_3) 为临界荷载。

3) 计算 $M_{C_{\max}}$ 。 P_1 、 P_2 、 P_3 、 P_4 作用点处所对应的 M_C 影响线上的竖标如图 9.6.2b。

$$M_{C\max} = P_1 y_1 + P_2 y_2 + P_3 y_3 + P_4 y_4 = 82 \times (1.25 + 3.0 + 2.25 + 0.5) = 574 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 求 AB 梁的绝对最大弯矩 $M_{\max}$ 。由图 9.6.2a 可见, 绝对最大弯矩将发生在荷载 P_2 (或 P_3) 下面的截面。先求荷载 P_2 为 P_k 的最大弯矩:

1) 梁上荷载的合力 R

$$R = 82 \times 4 \text{ kN} = 328 \text{ kN}$$

2) 确定 R 与 P_k 的间距 a

由于 $P_1 = P_2 = P_3 = P_4$, 故其合力 R 与 P_2 和 P_3 的距离应相等, 可求得

$$a = \frac{1.5}{2} \text{ m} = 0.75 \text{ m}$$

3) 确定 P_k 作用点位置

由图 9.6.2a 可知 P_k 与合力 R 应位于梁中点两侧的对称位置上, 因而 $P_k = P_2$ 距跨中为 $\frac{a}{2}$

$= 0.375 \text{ m}$ (图 9.6.2a)

4) 计算最大弯矩

由式 (9.6.3) 求得

$$\begin{aligned} M_{\max} &= R \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} \right)^2 \frac{1}{l} - M_k \\ &= 328 \times (6 - 0.375)^2 \times \frac{1}{12} - 82 \times 3.5 \\ &= 578 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

再求 P_3 为 P_k 时的最大弯矩:

由于对称, P_3 为 P_k 时其荷载位置应如图 9.6.2c 所示。故其作用截面处的最大弯矩应与 P_2 为 P_k 时的最大弯矩相等。

由以上计算可见, 绝对最大弯矩为

$$M_{\max} = 578 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

绝对最大弯矩比跨中截面最大弯矩大 $(578 - 574)/574 = 0.7\%$

真题

【9.6.2】(1999 年一级考题)

12m 跨简支钢吊车梁, 设有两台起重量 $Q = 50/10 \text{ t}$ 桥式吊车, 每台吊车大车轮压分布及桥架宽度资料如图 9.6.3 所示。在一跨吊车梁上只可能有三个轮子同时作用, 梁自重忽略不计。

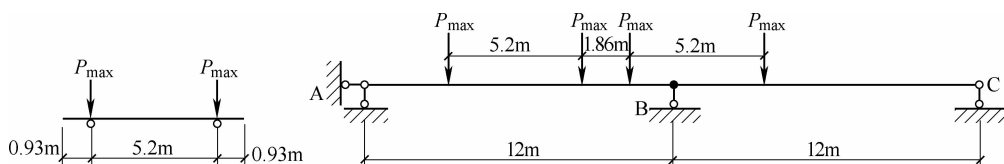


图 9.6.3

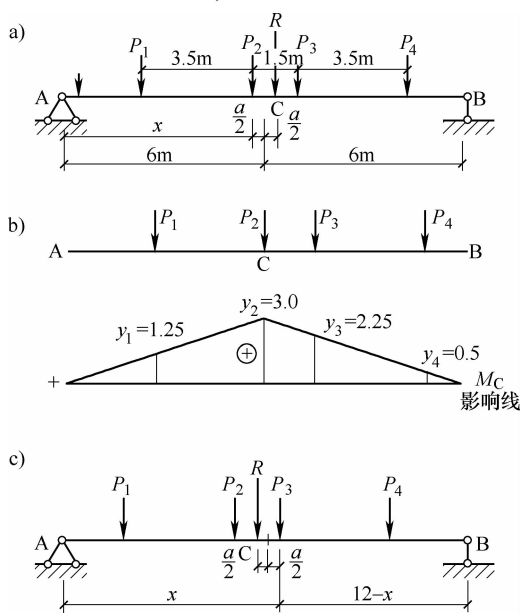


图 9.6.2

试问, 梁上最大弯矩作用截面距最近梁端支座的距离应为以下何项数值?

- (A) 3.58m (B) 5.44m (C) 5.85m (D) 6.00m

【答案】 (B)

【分析】 题目为影响线的简支梁的绝对最大弯矩问题。一般应求出合力及其位置, 然后试验梁上集中荷载与合力对称位于梁中点两侧时, 计算梁作用点截面的弯矩, 即为绝对最大弯矩的位置, 即可确定此位置距离支座的位置。

题目为两台吊车 4 个轮压, 考虑轮压的距离位置, 最不利的情况只有 3 个荷载在梁上, 而且中间一个荷载应该与合力 R 对称位于梁中点两侧。

如图 9.6.4 所示, 考虑一跨简支梁的作用。用合力矩定理, 求合力及位置。

则梁上最大弯矩作用位置即绝对最大弯矩的截面位置, 即与合力 R 对称位于中点两侧的集中荷载作用点, 此点距离较近支座的距离为 b 。

有了绝对最大弯矩的概念, 根据题目要求, 只要确定绝对最大弯矩的位置即可, 并不需要求出绝对最大弯矩。

【解答】

$$\begin{aligned}
 Ra &= P \times 5.2 - P \times 1.86 \\
 a &= \frac{P \times (5.2 - 1.86)}{3P} = 1.11\text{m} \\
 b &= \frac{l}{2} - \frac{a}{2} = \frac{12 - 1.11}{2} = 5.44\text{m}
 \end{aligned}$$

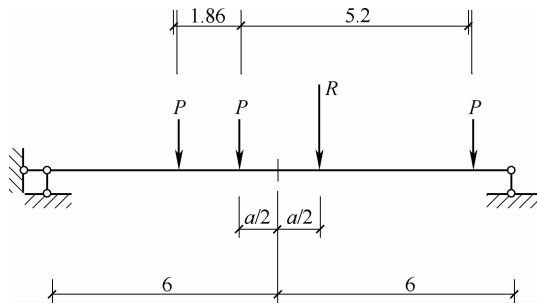


图 9.6.4

真题 [9.6.3] (2007 年一级考题)

某多跨厂房, 中列柱的柱距 12m, 采用钢吊车梁。在吊车梁上行驶两台重级工作制的软钩桥式吊车, 起重量 $Q = 50/10\text{t}$, 小车重 $g = 16.6\text{t}$, 吊车桥架跨度 $L_k = 31.5\text{m}$, 最大轮压标准值 $P = 453.7\text{kN}$, 每台吊车的轮压分布如图 9.6.5 所示。

试问, 由两台吊车垂直荷载产生的吊车梁的最大弯矩设计值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$), 应与下列何项数值最为接近?

- (A) 2677 (B) 2944
(C) 3747 (D) 4030

【答案】 (D)

【分析】 题目为影响线的简支梁的绝对最大弯矩问题。一般应求出合力及其位置, 然后试验梁上集中荷载与合力对称位于梁中点两侧时, 计算集中荷载作用点截面的弯矩, 几个可能的试荷载所得结果比较最大的即为所求。

题目为两台吊车 4 个轮压, 定性判断, 考虑轮压的距离位置, 最不利的情况只有 3 个荷载在梁上, 而且中间一个荷载在中点附近最不利。

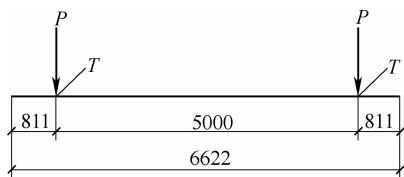


图 9.6.5

【解答】

(1) 求合力及位置, 用合力矩定理, 如图 9.6.6 所示

$$Ra = P \times 5000 - P \times 1622$$

$$a = \frac{P \times (5000 - 1622)}{3P} = 1126 \text{ mm}$$

(2) 代入公式(其中 a 为试算荷载与合力距离, M_k 为梁上与合力异侧的荷载对试算荷载作用点的力矩总和, 这时 a 前面总取负号)

$$M_{k\max} = \frac{R}{l} \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} \right)^2 - M_k$$

$$= \frac{3 \times 453.7}{12} \left(\frac{12}{2} - \frac{1.126}{2} \right)^2 - 453.7 \times 1.622$$

$$= 2617.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3) 根据《建筑结构荷载规范》3.2.4 条, 设计值: 活荷载乘 1.4

根据《建筑结构荷载规范》6.3.1 条, 动力系数 1.1。

跨中弯矩最大值设计值

$$M = 1.4 \times 1.1 \times M_{k\max} = 1.4 \times 1.1 \times 2617.05 = 4030.26 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

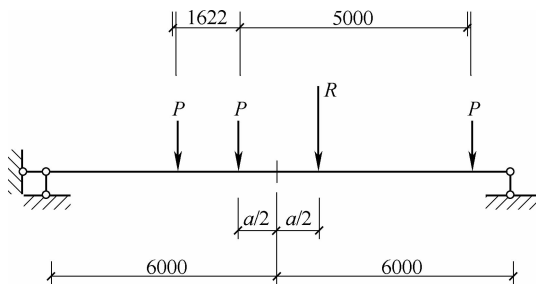


图 9.6.6

真题 【9.6.4】 (2008 年二级考题)

某跨度为 6m 的钢筋混凝土简支吊车梁, 安全等级为二级, 环境类别为一类, 计算跨度 $l_0 = 5.8\text{m}$, 承受两台 A5 级起重量均为 10t 的电动软钩桥式吊车, 吊车的主要技术参数见表 9.6.1。

表 9.6.1 吊车主要技术参数表 ($g = 10\text{m/s}^2$)

起重量 Q/t	吊车宽度 B/m	大车轮距 W/m	最大轮压 $P_{\max}/\text{kN}$	吊车总重 G/t	小车重 G_1/t
10	5.92	4.0	109.8	19.4	4.1

当进行承载力计算时, 在吊车竖向荷载作用下, 吊车梁的跨中最大弯矩设计值 $M(\text{kN} \cdot \text{m})$, 应与下列何项数值最为接近?

提示: 该两台吊车在 6m 跨吊车梁上产生的最大弯矩位置如图 9.6.7 所示。

- (A) 279 (B) 293
(C) 310 (D) 326

【答案】 (D)

【解答】 题目为影响线的简支梁的绝对最大弯矩问题。一般应求出合力及其位置, 然后试算梁上集中荷载与合力对称位于梁中点两侧时, 计算梁作用点截面的弯矩, 几个可能的试荷载所得结果相比较, 最大的即为所求。

题目只有两个荷载而且大小相等, 合力即为二力中间位置, 对称情况, 只需试算一个集中力与合力对称位于梁中点两侧, 如图 9.6.7 所示, 位于中点左侧二力间距的 1/4 处, 可以利用公式, 也可以直接用静力平衡求解。

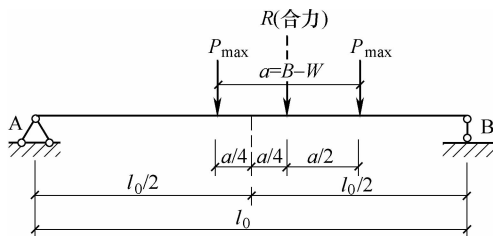


图 9.6.7

(1) 公式 (其中 a^* 为试算荷载与合力距离, M_k 为梁上与合力异侧的荷载对试算荷载作用点的力矩总和, 这时 a^* 前面总取负号)。

$$a = B - W = 5.92 - 4.0 = 1.92\text{m}, \quad a^* = \frac{a}{2} = 0.96\text{m}$$

$$M_{\max} = \frac{R}{l_0} \left(\frac{l_0}{2} - \frac{a^*}{2} \right)^2 - M_k = \frac{2 \times 109.8}{5.8} \left(\frac{5.8}{2} - \frac{0.96}{2} \right)^2 - 0 = 221.74\text{kN} \cdot \text{m}$$

(2) 直接静力计算。先求支座反力, 再求中点左侧荷载作用点的弯矩 (这点很重要, 必须由绝对最大弯矩的概念知道求什么位置的弯矩)

$$a = B - W = 5.92 - 4.0 = 1.92\text{m}, \quad a^* = \frac{a}{2} = 0.96\text{m}$$

$$F_A = \frac{1}{l_0} \times R \times \left(\frac{l_0}{2} - \frac{a}{4} \right) = \frac{1}{5.8} \times 2 \times 109.8 \times \left(\frac{5.8}{2} - \frac{1.92}{4} \right) = 91.63\text{kN}$$

$$M_{\max} = F_A \times \left(\frac{l_0}{2} - \frac{a}{4} \right) = 91.63 \times \left(\frac{5.8}{2} - \frac{1.92}{4} \right) = 221.74\text{kN} \cdot \text{m}$$

根据《建筑结构荷载规范》3.2.4条, 设计值: 恒荷载乘 1.2, 活荷载乘 1.4

根据《建筑结构荷载规范》5.3.1条, A5级动力系数取 1.05

跨中弯矩最大值设计值

$$M = 1.4 \times 1.05 \times M_{k\max} = 1.4 \times 1.05 \times 221.74 = 325.96\text{kN} \cdot \text{m}$$

第三部分 桥梁结构

《考试大纲》的要求

掌握	桥梁结构的荷载分类和组合 常用桥梁结构体系的设计方法 桥梁基本受力构件的设计方法 常用桥梁的构造特点和设计要求
熟悉	常用桥梁结构总体布置原则，并能根据工程条件，合理比选桥梁结构及其基础形式 桥梁结构抗震设计方法及其抗震构造措施 各种桥梁基础的受力特点
了解	桥梁常用的施工方法

“注册结构工程师专业考试命题专家组” 提出的【要点】

考生应注重把握桥梁结构的特点，应了解桥梁结构与建筑结构在荷载取值、承载能力极限状态及正常使用极限状态方面的区别。

掌握	常用桥梁结构体系的设计方法 桥梁基本受力构件的设计方法 常用桥梁的构造特点和设计要求
熟悉	常用桥梁结构总体布置原则，并能根据工程条件合理比选桥梁结构及其基础形式 桥梁结构抗震设计方法及其抗震构造措施 各种桥梁基础的受力特点

第十章 通用规范的规定

第一节 基本知识与设计要点

一、桥梁的组成

图 10.1.1 为一座梁式桥概貌，桥梁一般由以下三个部分组成。

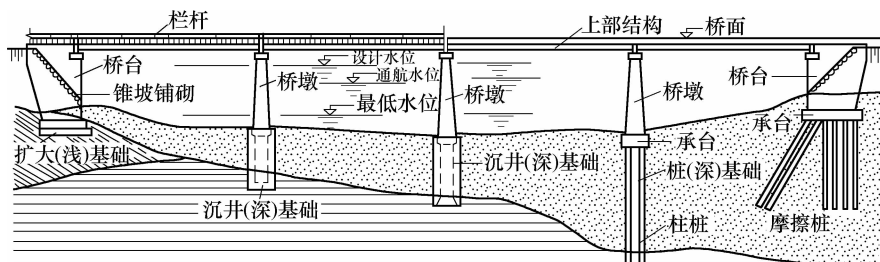


图 10.1.1 桥梁组成的示意图

1. 上部结构（或称桥跨结构）

上部结构包括承重结构和桥面系，是路线遇到障碍（如河流、山谷等）而中断时，跨越障碍的建筑物。它的作用是承受车辆荷载，并通过支座将荷载传给墩台。

2. 下部结构

下部结构包括桥墩、桥台、基础，是支承上部结构的建筑物。它的作用是支承上部结构。并将结构重力和车辆荷载传给地基；桥台还与路堤衔接，并能抵御路堤的土压力。

3. 附属结构

附属结构包括桥头路堤锥形护坡、护岸等。它的作用是防止路堤填土向河中坍塌，并抵御水流的冲刷。

（一）上部结构（或称桥跨结构）

上部结构按主要构件的受力特点可分为梁式桥、拱式桥、悬索桥、刚架桥和组合体系桥 5 大类。

1. 梁式桥

梁式桥主要承重构件为梁（板）。其受力特点为：主梁受弯，在竖向荷载作用下无水平反力，如图 10.1.2 所示。

2. 拱式桥

拱式桥主要承重结构是拱圈。其受力特点为：在竖向荷载作用下拱圈承压，支承处有水平推力，如图 10.1.3 所示。

3. 悬索桥

悬索桥又称吊桥，如图 10.1.4 所示，主要承重结构是悬挂在两塔架上的强大的柔性缆索。

其受力特点为：竖向荷载从梁经过系杆传递到缆索，再传递到两端锚碇。

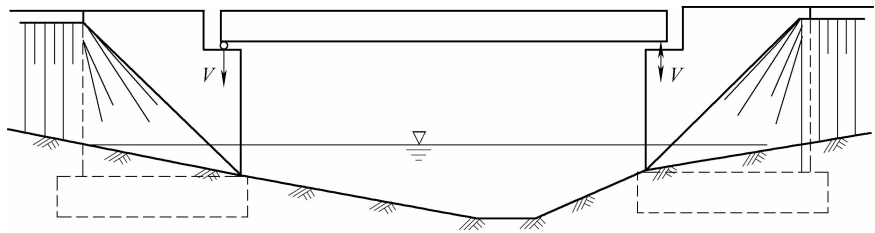


图 10.1.2 梁式桥示意图

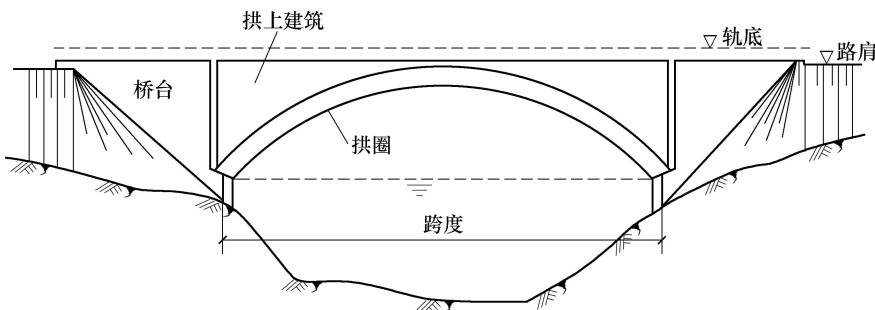


图 10.1.3 拱式桥示意图

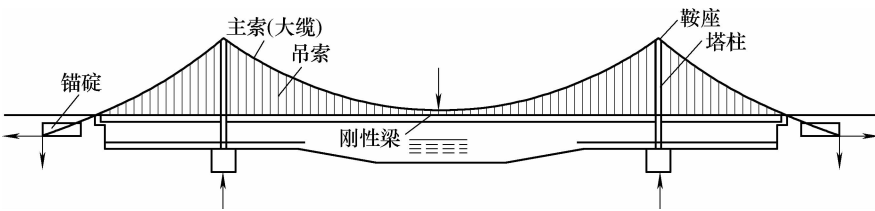


图 10.1.4 悬索桥示意图

4. 刚架桥

刚架桥是一种桥跨结构和墩、台结构整体相连的桥梁，如图 10.1.5 所示，支柱与主梁共同受力。其受力特点为：支柱与主梁刚性连接，在竖向荷载作用下，在主梁端部产生负弯矩，减少了跨中截面正弯矩，而支柱不仅提供竖向力还承受弯矩。

5. 组合体系桥

组合体系桥由几个不同受力体系的结构所组成，互相联系，共同受力。

(1) 斜拉桥。斜拉桥是拉索和梁的组合，如图 10.1.6 所示。梁、索、塔为主要承重构件，其受力特点为：竖向荷载从梁传递到拉索，再传递到索塔。

(2) 系杆拱桥。系杆拱桥是拱和梁的组合，如图 10.1.7 所示。拱、吊杆、梁为主要承重构件，其受力特点为：竖向荷载从梁传递到吊杆，再传递到拱。

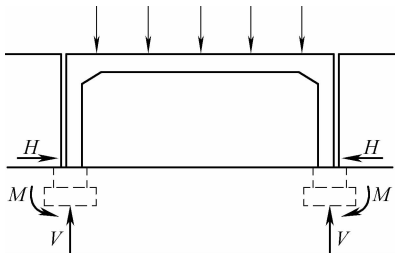


图 10.1.5 刚架桥示意图

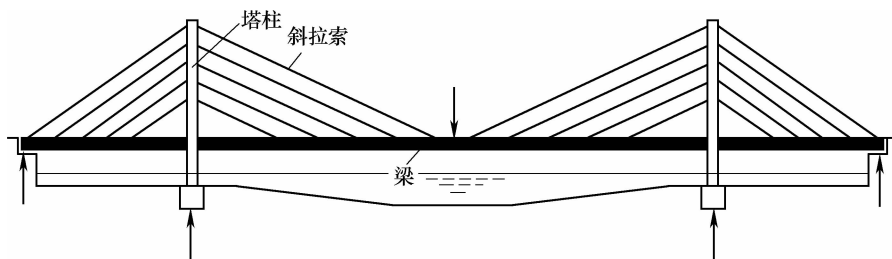


图 10.1.6 斜拉桥示意图

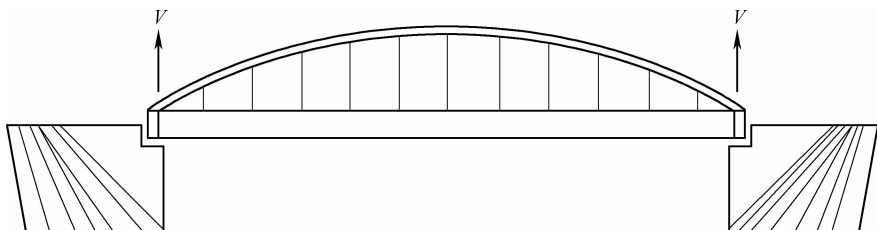


图 10.1.7 系杆拱桥示意图

(二) 下部结构（桥梁墩台）

桥梁墩台是桥梁结构的重要组成部分，它决定着桥跨结构在平面上和高程上的位置，承担着桥梁上部结构的荷载，并将荷载有效地传递给地基基础，起着“承上启下”的作用。它主要由墩（台）帽、墩（台）身和基础3部分组成，如图10.1.8所示。

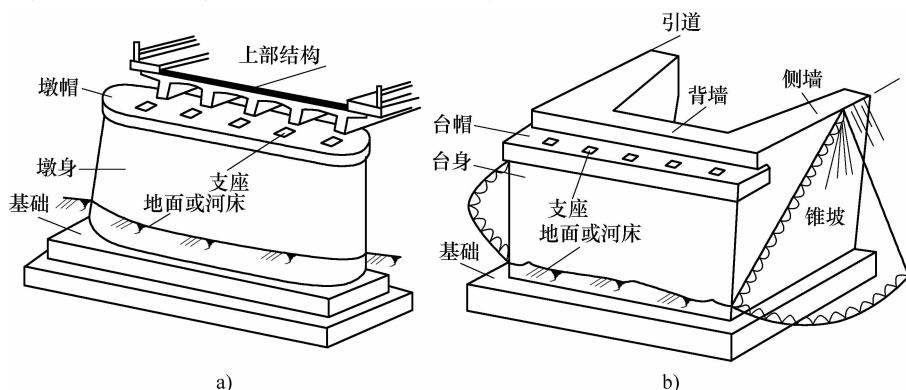


图 10.1.8 桥梁墩台构造

a) 桥墩 b) 桥台

1. 梁、板式桥的桥墩

桥墩一般是指多跨桥梁的中间支承结构物，桥墩不仅要求自身应具有足够的强度、刚度和稳定性，而且对地基的承载能力、沉降量、地基与基础之间的摩阻力等都有相应的要求。

常用的桥墩为实体墩、柱式墩等。

(1) 实体重力式桥墩。实体重力式桥墩如图 10.1.9 所示，是一种实体圬工墩，主要靠自身的重力（包括桥跨结构重力）平衡外力，从而保证桥墩的强度和稳定。此种桥墩自身刚度大，具有较强的防撞能力，适合于修建在地基承载力较高、覆盖层较薄、基岩埋深较浅的地基上。

(2) 桩（柱）式桥墩。柱式桥墩和桩式桥墩是公路桥梁广泛采用的桥墩形式。

柱式桥墩可以在桩顶上浇筑混凝土承台，然后在承台上设立柱，如图 10.1.10a 所示，或在浅基础上设立柱，如图 10.1.10b 所示。为增强墩、柱间的抗撞击能力，在两柱中间设置混凝土隔墙，如图 10.1.10c 所示。当桥墩较高时，也可以把水下部分做成实体式，水上部分仍为柱式，如图 10.1.10d 所示。

2. 梁、板式桥的桥台

梁、板式桥的常用桥台结构形式为重力式桥台和埋置式桥台。

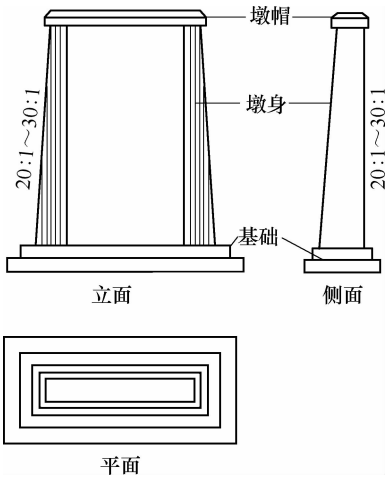


图 10.1.9 实体重力式桥墩

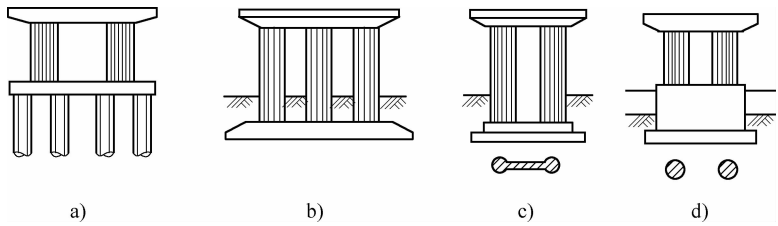


图 10.1.10 桩（柱）式桥墩

(1) 重力式桥台（U 形桥台）。重力式 U 形桥台，它主要靠自重来平衡外荷载，以保持自身的稳定性。桥台台身多数由块石、片石混凝土或混凝土等圬工材料建造。并采用就地砌筑或浇筑的施工方法。

重力式 U 形桥台的平面、剖面图如图 10.1.11 所示。

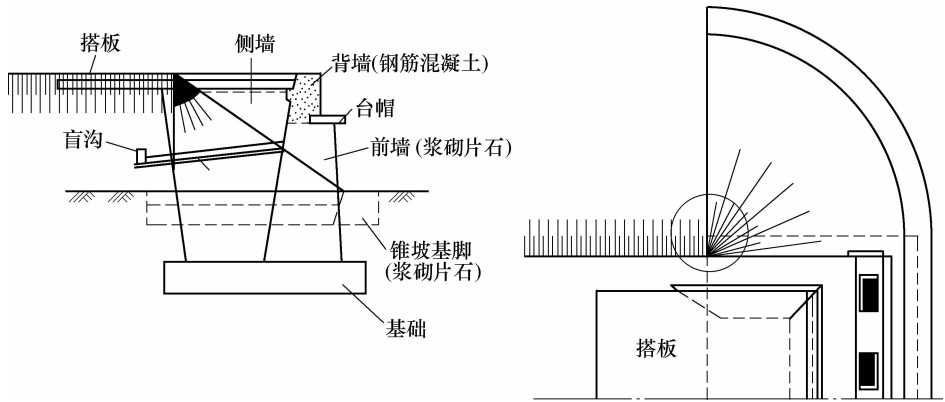


图 10.1.11 梁桥的重力式 U 形桥台

重力式 U 形桥台由台身（前墙）、台帽、基础与两侧的翼墙组成，在平面上呈 U 字形。U 形桥台的一般构造，如图 10.1.12 所示。台身支承桥跨结构，并承受台后土压力的作用；翼墙连接路堤，在满足一定条件时，与前墙共同承受土压力，侧墙外侧设锥形护坡。

实际使用时，U 形桥台还能延伸出一些简化形式，图 10.1.13 介绍了这种变化。其两侧翼墙转化成耳墙（图 10.1.13c）或八字墙（图 10.1.13d）、一字墙（图 10.1.13e、f）。对于中小跨径桥梁、城市立交桥，可利用侧墙挡土而不修锥坡时，将 U 形桥台前墙与翼墙设变形缝分开，形成独立的翼墙。此时，台身与翼墙斜交时为八字式桥台；台身与翼墙在同一平面时为一字式桥台。

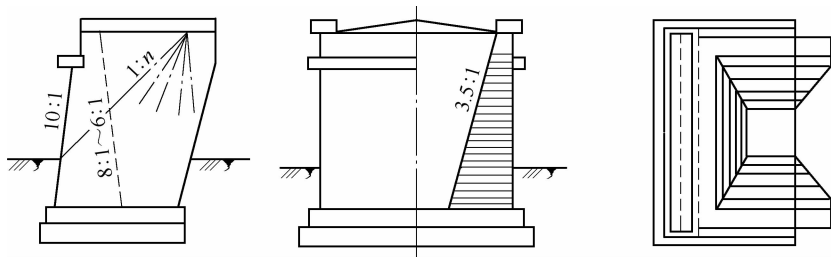


图 10.1.12 U 形桥台的一般构造

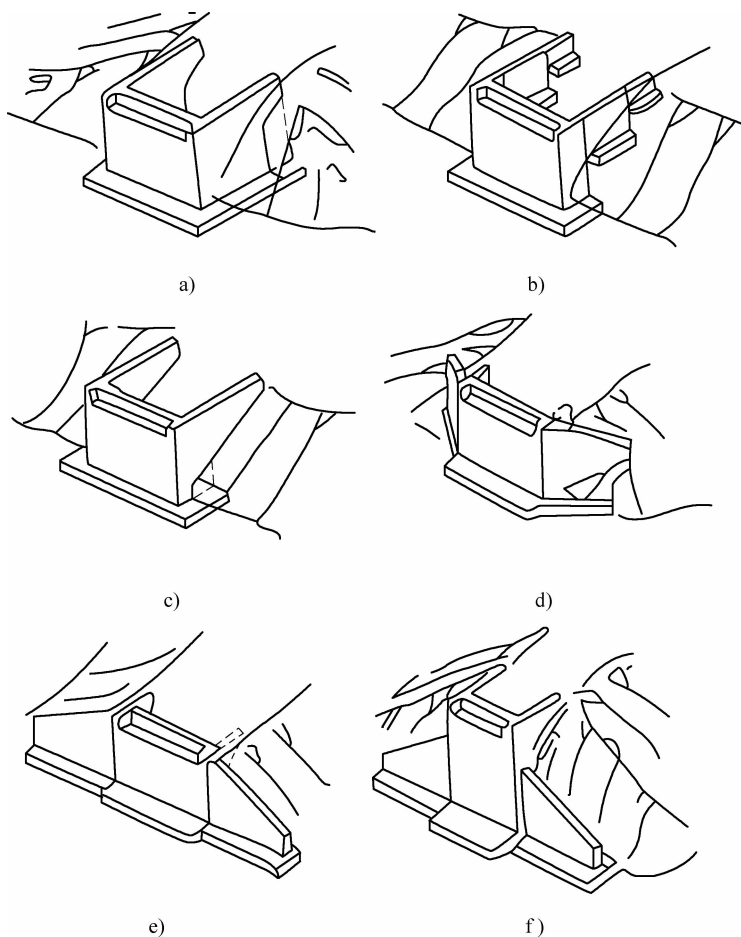


图 10.1.13 U 形桥台、八字式桥台和一字式桥台示意图

(2) 埋置式桥台。当路堤填土高度超过 6~8m 时,可采用埋置式桥台,如图 10.1.14 所示。它是将台身埋在锥形护坡中,只露出台帽,仅由台帽两端的耳墙与路堤衔接。

埋置式桥台,台身可用混凝土、片石混凝土或浆砌块石筑成,台帽及耳墙用钢筋混凝土做成,利用耳墙挡土,耳墙长度一般不超过 3~4m,厚度为 0.15~0.3m,高度为 0.5~2.5m,其主筋伸入台帽或背墙借以锚固,如图 10.1.15 所示。

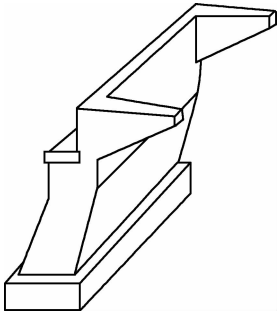


图 10.1.14 埋置式桥台

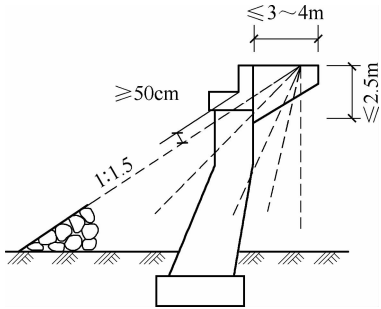


图 10.1.15 埋置式桥台的构造

(三) 桥面系

桥面系是指桥梁上部构造承重构件以外的桥面部分,是指直接执行服务功能的行车平面。

1. 桥面组成与布置

桥面构造既能为车辆、行人提供一个行走界面,也能对桥梁的主要结构起保护作用。

桥面构造包括行车道铺装、排水防水系统、人行道(或安全带)、缘石、栏杆、照明灯具和伸缩缝等。桥面的一般构造如图 10.1.16 所示。

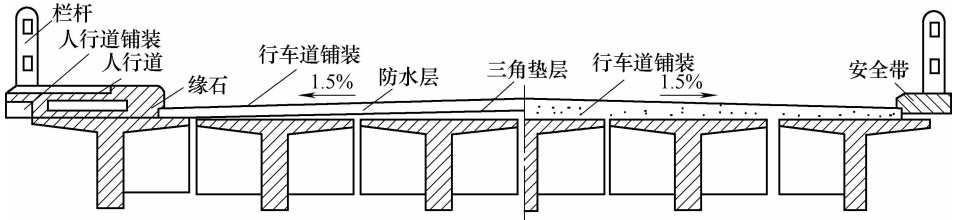


图 10.1.16 桥面的一般构造

桥面布置应根据道路等级、桥梁宽度、行车要求等条件确定,在桥梁的总体设计中考虑。桥面布置有双向车道布置、分车道布置和双层桥面布置等。

(1) 双向车道布置,即行车道的上下行交通布置在同一桥面上,它们之间用画线分隔。由于在桥梁上同时存在上下行机动车和非机动车,车辆只能中速或低速行驶,对交通量较大的道路,桥梁往往会造成交通滞流状态。

(2) 分车道布置,即桥面上设置分隔带(图 10.1.17a)或分离式主梁布置(图 10.1.17b)。使上下行交通分隔,甚至机动车道与非机动车道分隔、

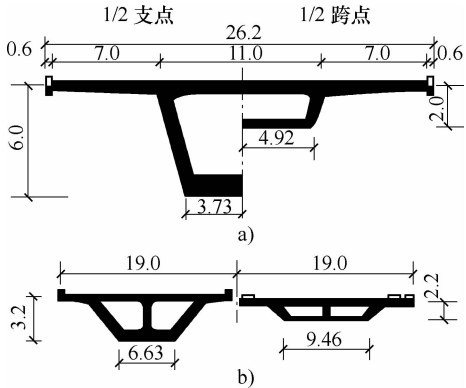


图 10.1.17 分车道的桥面布置 (单位: m)

行车道与人行道分隔设置。这种布置方式可提高行车速度，便于交通管理。

(3) 双层桥面布置，即桥梁结构在空间上提供两个不在同一平面上的桥面构造，如图 10.1.18 所示。双层桥面布置可以使不同的交通严格分道行驶，提高了车辆和行人的通行能力，便于交通管理。同时，在满足同样交通要求时，可以充分利用桥梁净空，减小桥梁宽度，缩短引桥长度，达到较好的经济效益。

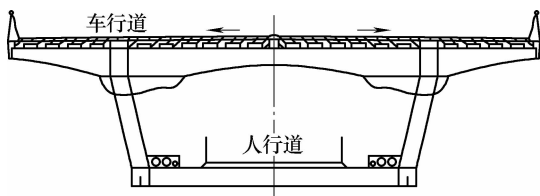


图 10.1.18 双层桥面布置

《公路桥涵设计通用规范》对桥面布置要求如下：

3.3.1

3 高速公路、一级公路上的桥梁宜设计为上、下行两座分离的独立桥梁。

2. 桥面铺装

桥面铺装是车轮直接作用的部分，又称行车道铺装或桥面保护层。

桥面铺装有如下作用：防止车轮或履带直接磨损行车道板，保护主梁免受雨水侵蚀，分散车辆轮重的集中荷载。

对桥面铺装性能的要求包括抗车辙、行车舒适、抗滑、不透水和桥面板一起作用时刚度好等。

桥面铺装形式多样，可采用沥青混凝土、水泥混凝土。

《公路桥涵设计通用规范》规定。

3.6.3 高速公路、一级公路上桥梁的沥青混凝土桥面铺装层厚度不宜小于 70mm；二级及二级以下公路桥梁的沥青混凝土桥面铺装层厚度不宜小于 50mm。

沥青混凝土桥面铺装尚应符合现行《公路沥青路面设计规范》的有关规定。

3.6.4 水泥混凝土桥面铺装面层（不含整平层和垫层）的厚度不宜小于 80mm，混凝土强度等级不应低于 C40。

水泥混凝土桥面铺装层内应配置钢筋网。钢筋直径不应小于 8mm，间距不宜大于 100mm。

水泥混凝土桥面铺装尚应符合《公路水泥混凝土路面设计规范》（JTG D40）的有关规定。

3. 人行道、护栏、栏杆

《公路桥涵设计通用规范》中和人行道、护栏、栏杆有关的规定：

3.3.1

4 高速公路上的桥梁应设检修道，不宜设人行道。一、二、三、四级公路上桥梁的桥上人行道和自行车道的设置，应根据需要而定，并应与前后路线布置协调。人行道、自行车道与行车道之间，应设分隔设施。一个自行车道的宽度为 1.0m；当单独设置自行车道时，不宜小于两个自行车道的宽度。人行道的宽度宜为 0.75m 或 1.0m；大于 1.0m 时，按

0.5m 的级差增加。当设路缘石时，路缘石高度可取用 0.25 ~ 0.35m。

漫水桥和过水路面可不设人行道。

6 高速公路、一级公路上的桥梁必须设置护栏。二、三、四级公路上特大、大、中桥应设护栏或栏杆和安全带，小桥和涵洞可仅设缘石或栏杆。不设人行道的漫水桥和过水路面应设标杆或护栏。

3.5.7 需设置栏杆的桥梁，其栏杆的设计，除应满足受力要求外，尚应注意美观，栏杆高度不应小于 1.1m。

4. 伸缩缝

在温度变化的影响下，桥梁将沿纵桥向产生膨胀或收缩的变形；车辆荷载也将引起梁端的转动和沿纵桥向位移。为了使这些变形不被约束，必须在相邻两跨的梁端之间、梁端与桥台之间、挂梁两端、桥梁的铰接处等位置预留必要的间隙，这就是“伸缩缝”。为了使车辆能平稳通过伸缩缝，同时使伸缩缝能保持正常的适应变形的能力，就需要在桥面伸缩缝处设置一定的“装置”，这种装置就称为桥面“伸缩装置”。但惯称的“伸缩缝”可泛指“缝”，也可指“装置”。

《公路桥涵设计通用规范》要求：

3.5.3 桥涵的上、下部构造应视需要设置变形缝或伸缩缝，以减小温度变化、混凝土收缩和徐变、地基不均匀沉降以及其他外力所产生的影响。

高速公路、一级公路上的多孔梁（板）桥宜采用连续桥面简支结构，或采用整体连续结构。

桥梁伸缩装置如图 10.1.19 所示，有定型生产的各类成品供选用。

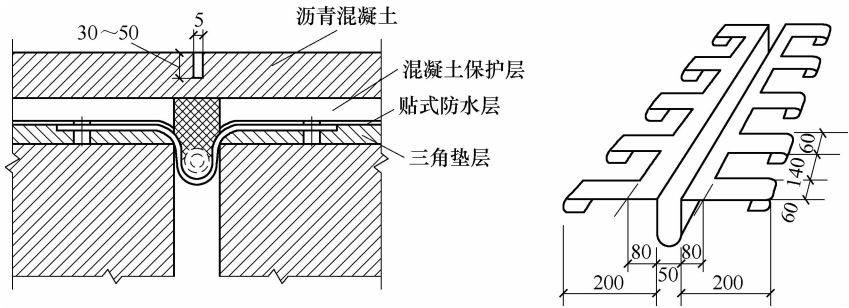


图 10.1.19 桥梁伸缩装置（尺寸单位：mm）

5. 桥头搭板

为了减小由于刚度不同而引起的桥头跳车现象，《公路桥涵设计通用规范》规定：

3.4.4

高速公路、一级公路和二级公路的桥头宜设置搭板。搭板厚度不宜小于 0.25m，长度不宜小于 5m。

桥头搭板的设置方式如图 10.1.20 所示。搭板与桥台间的锚固有竖向和水平两种方法，考虑到搭板自由端在竖向荷载作用下必然发生竖向位移，而水平向的锚固更符合这一受力特点，并有利于桥台受力，因而桥头搭板与桥台间宜采用水平锚固。搭板的长度与路堤的填高成正比，并与路基的状况有关。

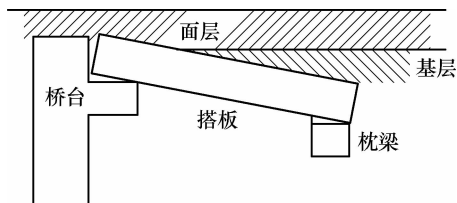


图 10.1.20 桥头搭板的设置方式

二、《公路桥涵设计通用规范》“总则”的三项重要规定

（一）设计基准期

《工程结构可靠性设计统一标准》对“设计基准期”的内涵有明确规定：

2.1.49 设计基准期

为确定可变作用等的取值而选用的时间参数。

《公路桥涵设计通用规范》对“设计基准期”的内涵亦有规定：

2.0.7 设计基准期

在进行结构可靠性分析时，考虑持久设计状况下各项基本变量与时间关系所采用的基准时间参数。

对于设计基准期的具体控制时间，《规范》有规定。

《公路桥涵设计通用规范》规定：

1.0.6 公路桥涵结构的设计基准期为 100 年。

从《工程结构可靠性设计统一标准》的规定还能看到房屋和桥梁的“设计基准期”是不同的：

A.1.2 房屋建筑结构的设计基准期为 50 年。

A.2.2 铁路桥涵结构的设计基准期为 100 年。

A.3.2 公路桥涵结构的设计基准期为 100 年。

现从荷载和材料的设计值取值来讨论不同的设计基准期的效果。

表 10.1.1 列出了不同重现期的风压值，重现期为 100 年的风压比 50 年的风压高 1.1 倍左右，故桥梁结构设计所用的风压比房屋结构设计要高。

表 10.1.2 列出了混凝土抗压强度设计值的比较，桥涵结构的混凝土抗压强度设计值比房屋结构的混凝土抗压强度设计值要低。

表 10.1.1 各地的基本风压

城市名	风压/ (kN/m ²)		
	$R = 10$	$R = 50$	$R = 100$
北京市	0.30	0.45	0.50
天津市	0.30	0.50	0.60
上海市	0.40	0.55	0.60
重庆市	0.25	0.40	0.45

表 10.1.2 混凝土抗压强度设计值 (MPa) 的比较

强度等级	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
桥涵结构	6.9	9.2	11.5	13.8	16.1	18.4	20.5	22.4	24.4	26.5	28.5	30.5	32.4	34.6
房屋结构	7.2	9.6	11.9	14.3	16.7	19.1	21.1	23.1	25.3	27.5	29.7	31.8	33.8	35.9

真题

【10.1.1】(2005 年考题)

试问,在下列关于公路桥涵的设计基准期的几种主张中,其中何项正确?

(A) 100 年 (B) 80 年 (C) 50 年 (D) 25 年

【答案】(A)

【解答】根据《公路桥涵设计通用规范》第 1.0.6 条,公路桥涵的设计基准期为 100 年,(A) 正确。

(二) 桥梁涵洞分类

《公路桥涵设计通用规范》规定:

1.0.11 特大、大、中、小桥及涵洞按单孔跨径或多孔跨径总长分类规定如表 1.0.11 所示。

表 1.0.11 桥梁涵洞分类

桥涵分类	多孔跨径总长 L/m	单孔跨径 L_k/m
特大桥	$L > 1000$	$L_k > 150$
大桥	$100 \leq L \leq 1000$	$40 \leq L_k \leq 150$
中桥	$30 < L < 100$	$20 \leq L_k < 40$
小桥	$8 \leq L \leq 30$	$5 \leq L_k < 20$
涵洞		$L_k < 5$

注:(1)单孔跨径系指标准跨径;

(2)梁式桥、板式桥的多孔跨径总长为多孔标准跨径的总长;拱式桥为两岸桥台内起拱线间的距离;其他形式桥梁为桥面系行车道长度;

(3)管涵及箱涵不论管径或跨径大小、孔数多少,均称为涵洞;

(4)标准跨径:梁式桥、板式桥以两桥墩中线之间桥中心线长度或桥墩中线与桥台台背缘线之间桥中心线长度为准;拱式桥和涵洞以净跨径为准。

真题

【10.1.2】(2010 年考题)

某公路高架桥,主桥为三跨变截面连续钢-混凝土组合梁,跨径布置为 55m + 80m + 55m,两端引桥各为 5 孔 40m 的预应力混凝土 T 形截面梁。高架桥总长 590m。试问,其工程规模应属于下列何项所示?并说明理由。

(A) 小桥

(B) 中桥

(C) 大桥

(D) 特大桥

【答案】 (C)

【详解】 根据《公路桥涵设计通用规范》1.0.11 条规定：“桥梁总长度等于或大于 100m，但等于或小于 1000m；或单跨跨径等于或大于 40m，但小于或等于 150m 者，均为大桥”。因该桥总长度为 590m，大于 100m，但小于 1000m；单跨最大跨径为 80m，大于 40m，但小于 150m。所以应视为大桥，(C) 正确。

【简解】 根据《通规》1.0.11 条，(C) 正确。

(三) 设计安全等级

《工程结构可靠性设计统一标准》对工程结构的“设计安全等级”有明确的规定。

3.2.1 工程结构设计时，应根据结构破坏可能产生的后果（危及人的生命、造成经济损失、对社会或环境产生影响等）的严重性，采用不同的安全等级。工程结构安全等级的划分应符合表 3.2.1 的规定。

表 3.2.1 工程结构的安全等级

安全等级	破坏后果
一级	很严重
二级	严重
三级	不严重

注：对重要的结构其安全等级应取为一级；对一般的结构，其安全等级宜取为二级，对次要的结构其安全等级可取为三级。

3.2.2 工程结构中各类结构构件的安全等级，宜与结构的安全等级相同，对其中部分结构构件的安全等级可进行调整，但不得低于三级。

《工程结构可靠性设计统一标准》还对房屋和桥梁的“设计安全等级”如何确定亦有明确的规定。

A.1.1 房屋建筑结构的安全等级，应根据结构破坏可能产生后果的严重性按表 A.1.1 划分。

表 A.1.1 房屋建筑结构的安全等级

安全等级	破坏后果	示 例
一级	很严重；对人的生命、经济社会或环境影响很大	大型的公共建筑等
二级	严重；对人的生命、经济、社会或环境影响较大	普通的住宅和办公楼等
三级	不严重；对人的生命、经济、社会或环境影响较小	小型的或临时性贮存建筑等

A.2.1 铁路桥涵结构的安全等级为一级。

A.3.1 公路桥涵结构的安全等级，应按表 A.3.1 的要求划分。

表 A.3.1 公路桥涵结构的安全等级

安全等级	类 型	示 例
一级	重要结构	特大桥、大桥、中桥、重要小桥
二级	一般结构	小桥、重要涵洞、重要挡土墙
三级	次要结构	涵洞、挡土墙、防撞护栏

《公路桥涵设计通用规范》对“公路桥涵结构的设计安全等级”作出了更具体的规定：

1.0.9 按持久状况承载能力极限状态设计时，公路桥涵结构的设计安全等级应根据结构破坏可能产生的后果的严重程度划分为三个设计等级。并不低于表 1.0.9 的规定。

表 1.0.9 公路桥涵结构的设计安全等级

设计安全等级	桥涵结构
一级	特大桥、重要大桥
二级	大桥、中桥、重要小桥
三级	小桥、涵洞

注：本表所列特大、大、中桥等系按本规范表 1.0.11 中的单孔跨径确定，对多跨不等跨桥梁，以其中最大跨径为准。

本表冠以“重要”的大桥和小桥，系指高速公路和一级公路上、国防公路上及城市附近交通繁忙公路上的桥梁。

对于有特殊要求的公路桥涵结构，其设计安全等级可根据具体情况研究确定。

同一桥涵结构构件的安全等级宜与整体结构相同。有特殊要求时可作部分调整。但调整后的级差不得超过一级。

这里提到了“高速公路和一级公路”需要补充说明。在《公路桥涵设计通用规范》中“公路等级”分为五个等级，即高速公路、一级公路、二级公路、三级公路和四级公路。

真题 【10.1.3】（2006 年考题）

某跨越一条 650m 宽河面的高速公路桥梁，设计方案中其主跨为 145m 的系杆拱桥，边跨为 30m 的简支梁桥。试问，该桥梁结构的设计安全等级，应如下列何项所示？

- (A) 一级 (B) 二级 (C) 三级 (D) 由业主确定

【答案】 (A)

【详解】

- (1) 根据《公路桥涵设计通用规范》1.0.11 条，单孔跨径 $40 \leq L_k \leq 150$ 属大桥。
(2) 根据《公路桥涵设计通用规范》1.0.9 条，高速公路上的大桥属重要大桥。
(3) 根据《公路桥涵设计通用规范》表 1.0.11，重要大桥的设计安全等级为一级。
(A) 正确。

【简解】 根据《通规》1.0.9 条，1.0.11 条，(A) 正确。

三、与总体布置有关的术语

(一)《公路桥涵设计通用规范》中有规定的“术语”

《公路桥涵设计通用规范》中对“桥梁全长”的定义有规定：

3.2.5 桥梁全长规定为：有桥台的桥梁为两岸桥台侧墙或八字墙尾端间的距离；无桥台的桥梁为桥面系长度。

当标准设计或新建桥涵的跨径在 50m 及以下时，宜采用标准化跨径。

桥涵标准化跨径规定如下：

0.75m、1.0m、1.25m、1.5m、2.0m、2.5m、3.0m、4.0m、5.0m、6.0m、8.0m、10m、13m、16m、20m、25m、30m、35m、40m、45m、50m。

真题**【10.1.4】** (2009 年考题)

某公路桥梁主桥为三跨变截面预应力混凝土连续箱形截面梁结构,跨径布置为 85m + 120m + 85m;两引桥各为 3 孔,各孔均采用 50m 预应力混凝土 T 形截面梁;桥台为埋置式肋板结构,耳墙长度 3500mm,前墙厚度 400mm;两端伸缩缝宽度均为 160mm。试问,该桥的全长 (m),应与下列何项数值最为接近?

- (A) 590.16 (B) 597.96 (C) 590.96 (D) 590.00

【答案】 (B)

【解答】 根据《公路桥涵设计通用规范》3.2.5 条规定:“有桥台的桥梁全长为两岸桥台侧墙端点间的距离。”

该桥全长 $L = 2(3 \times 50 + 85 + 120/2 + 0.16/2 + 0.40 + 3.5) \text{ m} = 597.96 \text{ m}$, (B) 正确。

真题**【10.1.5】** (2010 年考题)

某公路高架桥,主桥为三跨变截面连续钢-混凝土组合箱形截面梁桥,跨径布置为 45m + 60m + 45m,两端引桥各为 5 孔 40m 的预应力混凝土 T 形截面梁;桥台为 U 形结构,前墙厚度为 0.90m,侧墙长 3.0m;两端伸缩缝宽度均为 160mm。试问,该桥全长 (m),与下列何项数值最为接近?

- (A) 548 (B) 550 (C) 552 (D) 558

【答案】 (D)

【解答】 根据《公路桥涵设计通用规范》3.2.5 条规定:“有桥台的桥梁全长为两岸桥台侧墙端点间的距离。”

该桥全桥 $L = 45 + 60 + 45 + 2 \times 5 \times 40 + (0.16/2 + 0.9 + 3) \times 2 = 557.96 \text{ m}$, (D) 正确。

真题**【10.1.6】** (2012 年考题)

一级公路上的一座桥梁,由主桥和引桥组成。其结构:主桥为三跨 (70m + 100m + 70m) 变截面预应力混凝土连续箱形截面梁;两引桥各为 5 孔 40m 预应力混凝土小型箱形截面梁;桥台为埋置式肋板结构,耳墙长度为 3500mm,背墙厚度 400mm;主桥与引桥和两端的伸缩缝均为 160mm。桥梁行车道净宽 15m,全宽 17.5m。试问,该桥的全长计算值 (m) 与下列何项数值最为接近?

- (A) 640.00 (B) 640.16 (C) 640.96 (D) 647.96

【答案】 (D)

【解答】 根据《公路桥涵设计通用规范》3.2.5 条规定:“有桥台的桥梁全长为两岸桥台侧墙端点间的距离”。

该桥全长 $\Sigma L = 2(5 \times 40 + 70 + 100/2 + 0.16/2 + 0.4 + 3.5) = 647.96 \text{ m}$, (D) 正确。

(二)《公路桥涵设计通用规范》中未规定的“术语”

下面结合图 10.1.21、图 10.1.22 介绍一些与桥梁布置和结构有关的主要尺寸和术语名称。

1. 水位

河流中的水位是变动的,①在枯水季节的最低水位称为低水位;②洪峰季节河流中的最高水位称为高水位;③冰冻河流中在融冰季节计入冰凌高度的水位;④按设计洪水频率计算求得的设计流量相对应的水位称为设计水位;⑤对于通航的河流(各级航道)中,能保持船舶(队)正常航行时的最高和最低水位,称为通航水位。

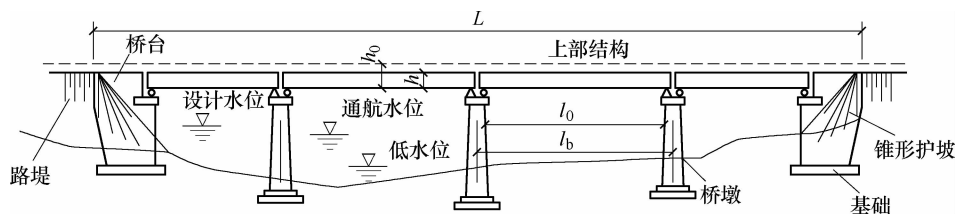


图 10.1.21 梁式桥概貌

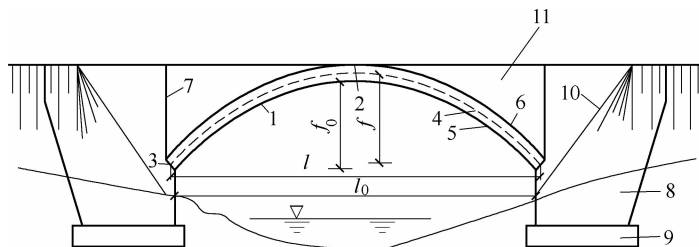


图 10.1.22 拱式桥概貌

1—拱圈 2—拱顶 3—拱脚 4—拱轴线 5—拱腹 6—拱背
7—变形缝 8—桥台 9—基础 10—锥坡 11—拱上结构

2. 跨径

(1) 标准跨径：对于梁式桥和板式桥是指相邻两桥墩中线之间桥中心线长度或桥墩中线与桥台台前缘线之间桥中心线长度；对于拱桥和涵洞来说为净跨径。

(2) 净跨径：对于梁式桥是指设计水位上相邻两桥墩或桥墩与桥台之间的净距（图 10.1.21）；对于拱式桥是指每孔拱跨或两个拱脚截面最低点之间的水平距离，用 l_0 表示（图 10.1.22）。

(3) 计算跨径：对于设有支座的桥梁，为相邻两支座中心间的水平距离；对于不设支座的桥梁（如拱桥、刚构桥等），为上、下部结构相交面中心间的水平距离；用 l 表示，桥梁结构的力学计算是以 l 为基准的。

(4) 总跨径：是多孔桥梁中各孔净跨径的总和（ $\sum l_0$ ），它反映了桥下宣泄洪水的能力。

3. 高度和净空

(1) 桥面净空：桥梁行车道、人行道上方应保持的空间界限。其中，净宽指行车道、人行道有效的使用宽度。

(2) 桥梁高度：简称桥高，是指桥面与低水位之间的高差，对跨线桥为桥面与跨越的线路路面之间的距离。

(3) 桥下净空：为满足桥下通航（或行车、行人）的需要和保证桥梁安全而对上部结构底缘以下规定的空间界限。其中，桥下净空高度是指设计水位或计算通航水位至桥跨结构最下缘之间的距离，以 H 表示。

(4) 桥面净空：是指桥梁行车道、人行道上方应保持的净空间界限。

(5) 桥梁建筑高度：是指上部结构底缘至桥面顶面的垂直距离，如图 10.1.21 中所示的 h_0 。线路定线中所确定的桥面标高与桥下净空界限顶部标高之差，称为桥梁的容许建筑高度。因此，桥梁设计的建筑高度不得大于容许建筑高度，否则，就不能保证桥下通航或行车等要求。

(6) 净矢高 (对拱桥而言): 是指从拱顶截面下缘至相邻两跨拱脚截面下缘最低点之连线的垂直距离, 用 f 表示, 如图 10.1.22 中所示。

(7) 计算矢高: 是指拱顶截面形心至相邻两拱脚截面形心连线的垂直距离, 用 f_0 表示, 如图 10.1.22 所示。

四、桥梁平、纵、横断面设计

(一) 桥梁的平面布置

桥梁设计首先要确定桥位。

大、中桥的桥位选择, 原则上应从路线的总方向、路线网综合考虑。从整个路线或路线网的观点来看, 应力求避免或减少车辆绕道以节省运营时间和运输成本。就桥梁本身的经济性和稳定性来看, 应尽量选择在河道顺直、水流稳定、河面较窄、地质良好、冲刷较少的河段上, 以降低造价和养护费用, 并防止因冲刷过大而发生桥梁倒塌的危险。此外, 一般应尽量避免桥梁与河流斜交, 也应避免在河汊、沙洲、古河道、急弯、汇合口、港口作业区等地段修建桥梁, 以免增加桥梁建设费用和降低使用功能。

对于小桥涵的桥位应服从路线走向, 当遇到不利地形、不良的地质和水文条件时, 应采取适当工程措施, 可设计成斜桥和弯桥, 不应改变线路。对于大、中桥一般选择 2~3 个桥位, 进行各个方面的比较, 然后选择最合理的桥位。

《公路桥涵设计通用规范》3.1.1 条规定:

3.1.1 桥梁应根据公路功能、等级、通行能力及抗洪防灾要求, 结合水文、地质、通航、环境等条件进行综合设计。

特大、大桥桥位应选择河道顺直稳定、河床地质良好、河槽能通过大部分设计流量的河段。桥位不宜选择在河汊、沙洲、古河道、急弯、汇合口、港口作业区及易形成流冰、流水阻塞的河段以及断层、岩溶、滑坡、泥石流等不良地质的河段。

桥梁的平面布置与线路和河道 (或其他线路) 两者的相交情况有关, 还受到桥址处地形地物的制约。通常的布置方式有正交、斜交、单向曲线和反向曲线等几种, 如图 10.1.23 所示。正交桥最为常见, 桥梁构造也相对简单, 绝大多数桥梁 (尤其是大桥) 的平面布置均采用正交。当地形限制时, 可把桥梁设置在曲线 (多跨直梁布置成折线状) 上或直接建造曲线梁桥 (结构本身呈曲线状)。曲线形状多为单向圆曲线和缓和曲线, 桥上应避免采用反向曲线; 曲线桥的墩台布置通常沿曲线按径向排列。如必须设成曲线时, 其各项指标应符合路线布设规定。

《公路桥涵设计通用规范》3.1.3 条规定:

3.1.3 桥梁纵轴线宜与洪水主流流向正交。对通航河流上的桥梁, 其墩台沿水流方向的轴线应与最高通航水位时的主流方向一致。当斜交不能避免时, 交角不宜大于 45° ; 当交角大于 5° 时, 宜增加通航孔净宽。

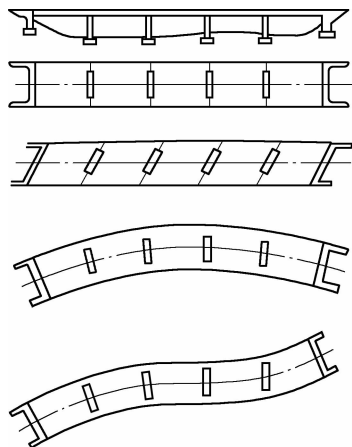


图 10.1.23 常见平面布置形式

真题**【10.1.7】** (2012 年考题)

某高速公路一座特大桥要跨越一条天然河道。试问,下列可供选择的桥位方案中,何项方案最为经济合理?

- (A) 河道宽而浅,但有两个河汊
- (B) 河道正处于急弯上
- (C) 河道窄而深,且两岸岩石露头较多
- (D) 河流一侧有泥石流汇入

【答案】 (C)

【解答】 根据《公路桥涵设计通用规范》3.1.1 条规定:“特大桥、大桥桥位应选择在河道顺直稳定段,不宜选择在河汊,沙洲,急弯……泥石流等不良地质的河段”。因为河道顺直稳定段,桥位较为稳定,桥长较短,调治构造物少,工程较省;急弯处,洪水容易冲刷河岸,桥头不稳,防护和调治工程量大,养护维修费用高;侧向有泥石流汇入的河段地形复杂,水流紊乱,甚至桥孔易被堵塞,对桥梁安全不利。相对来说(C)方案较为有利,所以推荐它。

(二) 桥梁纵断面设计

桥梁纵断面设计包括确定桥梁总跨径、桥梁分孔、桥面标高、桥下净空、桥上和桥头引道的纵坡布置以及基础的埋置深度等。要求根据道路功能、等级、通行能力及抗洪防灾要求,结合水文、地质、通航、环境等条件进行综合设计。

1. 桥梁总跨径的确定

桥梁总跨径一般根据水文计算来确定。其基本原则是:应使桥梁在整个使用年限内,保证设计洪水能顺利宣泄;河流中可能出现的流冰和船只、排筏等能顺利通过;避免因过分压缩河床引起河道和河岸的不利变迁;避免因桥前壅水而淹没农田、房屋、村镇和其他公共设施等。对于桥梁结构本身来说,不能因总跨径缩短而引起的河床过度冲刷对浅埋基础带来不利的影响。

《公路桥涵设计通用规范》表 3.1.7 规定了公路桥梁的设计洪水频率。洪水频率是表示河流某一洪水发生可能性或出现频率的程度,它以分数来表示,其倒数为重现期,叫几年一遇。设计洪水频率是作为桥梁设计依据的洪水频率,根据桥梁所在公路的等级不同而不同。总跨径可参照设计洪水频率来确定。

表 3.1.7 桥涵设计洪水频率

公路等级	设计洪水频率				
	特大桥	大桥	中桥	小桥	涵洞及小型排水构造物
高速公路	1/300	1/100	1/100	1/100	1/100
一级公路	1/300	1/100	1/100	1/100	1/100
二级公路	1/100	1/100	1/100	1/50	1/50
三级公路	1/100	1/50	1/50	1/25	1/25
四级公路	1/100	1/50	1/50	1/25	不作规定

由于桥墩、桥台和台前锥形护坡以及桥头路堤的建造,使得桥下过水断面减少,水的流速加大,会引起河床冲刷。所以确定的桥梁总跨径必须保证桥下有足够的泄洪面积,使河床不产生较大的冲刷。桥梁总跨径增大了,造价就高了,流速小了,可能造成河床淤积。因此,桥梁总跨径不能单一地由桥涵水文的计算结果确定,需要根据具体情况分别对待。例如,图 10.1.24 列出埋置式桥台和 U 形桥台对桥梁跨长的变化和河流水流压缩程度影响的对比。采用埋置式桥台时泄洪面积足够,但桥梁总跨径增大。采用 U 形桥台时桥梁总跨径减小了,但桥

下过水断面减少,造成桥前壅水。

真题

【10.1.8】 (2009 年考题)

某桥为一座位于高速公路上的特大桥梁,跨越国内内河四级通航河道。试问,该桥的设计洪水频率,采用下列何项数值最为适宜?

(A) 1/300 (B) 1/100 (C) 1/50 (D) 1/25

【答案】 (A)

【解答】 根据《公路桥涵设计通用规范》表 3.1.7 “桥涵设计洪水频率”的规定,查得:高速公路上的特大桥,其设计洪水频率为 1/300, (A) 正确。

2. 桥梁的分孔

对于一座较长的桥梁,应当分成几孔,各孔跨径应当多大,这不仅影响到使用效果、施工难易等,而且在很大程度上关系到桥梁的总造价。《公路桥涵设计通用规范》3.2.1 条~3.2.4 条对孔径的设计作了规定:

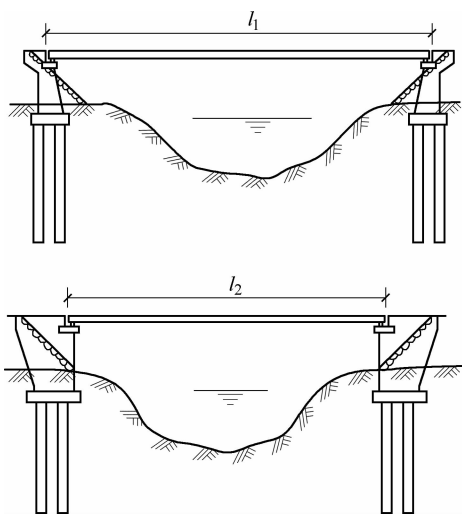


图 10.1.24 桥台类型与跨长变化

3.2.1 桥涵孔径的设计必须保证设计洪水以内的各级洪水及流冰、泥石流、漂流物等安全通过,并应考虑壅水、冲刷对上下游的影响,确保桥涵附近路堤的稳定。

桥涵孔径的设计应考虑桥位上下游已建或拟建桥涵和水工建筑物的状况及其对河床演变的影响。

桥涵孔径设计尚应注意河床地形,不宜过分压缩河道、改变水流的天然状态。

3.2.2 小桥、涵洞的孔径,应根据设计洪水流量、河床地质、河床和锥坡加固形式等条件确定。

当小桥、涵洞的上游条件许可积水时,依暴雨径流计算的流量可考虑减少,但减少的流量不宜大于总流量的 1/4。

3.2.3 特大、大、中桥的孔径布置应按设计洪水流量和桥位河段的特性进行设计计算,并对孔径大小、结构形式、墩台基础埋置深度、桥头引道及调治构造物的布置等进行综合比较。

3.2.4 计算桥下冲刷时,应考虑桥孔压缩后设计洪水过水断面所产生的桥下一般冲刷、墩台阻水引起的局部冲刷、河床自然演变冲刷以及调治构造物和桥位其他冲刷因素的影响。

此外还需要考虑下列主要因素:

(1) 满足通航要求。首先应把较大跨径的通航孔布置在稳定的主河槽位置,对于变迁性河流,还需多设几个通航孔。

(2) 避开复杂的地质和地形区段。在水深流急的河槽段或者河中存在局部不良地质段(如岩石破碎带、断层、溶洞等),可通过适当加大跨径,使桥基位置尽量避开这些地带。对于跨越深谷的桥梁,可采用特大跨径的单孔跨越,以减少中间的高桥墩。

(3) 结构受力合理。对于连续梁和连续刚构的桥梁,务使各桥孔的跨径具有合适的比例,达到边跨与中跨跨中的最大弯矩内力接近相等;对于多孔的悬臂梁桥,最好布置为奇数跨,并保持结构对称。

(4) 经济和工期上的比较。除了主通航孔外，其余副孔，一般说来，跨径不宜太大，但究竟选用多大的跨径需要结合当地的施工能力，水下基础工程施工的复杂性，从经济上和工期上进行权衡后确定。

(5) 美观的要求。位于城市的桥梁，应从与城区周围环境相协调的角度进行合理地布孔。

总之，大、中桥梁的分孔是一个相当复杂的问题，必须根据使用任务、桥位所处的地形和环境、河床地质、水文等具体情况，进行技术经济分析比较，选出比较完美的设计方案。

3. 桥下净空

对于跨河桥梁，桥下净空应保证桥下排洪和通航的需要；对于跨线桥，则应确保桥下安全行车。因此，必须根据设计洪水位、桥下通航（或通车）净空等需要，结合桥型、跨径等因素一起考虑，以确定合理的桥下净空。

图 10. 1. 25 列出了桥下净空有关的水位和标高的具体位置。

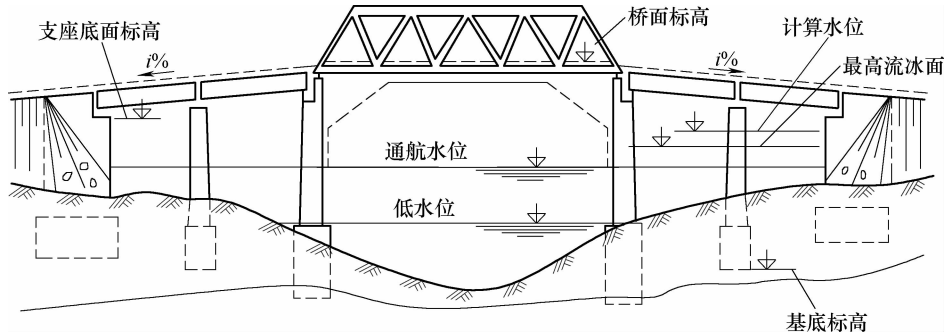


图 10. 1. 25 桥下净空有关的水位和标高的具体位置

(1) 流水净空要求。《公路桥涵设计通用规范》3.3.2 条对如何确定桥下流水净空作了规定：

3.3.2 桥下净空应根据计算水位（设计水位计入壅水、浪高等）或最高流冰水位加安全高度确定。

当河流有形成流冰阻塞的危险或有漂浮物通过时，应按实际调查的数据，在计算水位的基础上，结合当地具体情况酌留一定富余量，作为确定桥下净空的依据。对于有淤积的河流，桥下净空应适当增加。

为了保证桥下流水净空，对于梁式桥，梁底一般应高出设计洪水位（包括壅水和浪高）不小于 50cm，高出最高流冰水位 75cm；支座底面应高出设计洪水位不小于 25cm，高出最高流冰水位不小于 50cm，如图 10. 1. 26 所示。但如果支座部分有围护隔水者可以不受该限制。



图 10. 1. 26 梁式桥纵断面规划图

对于无铰拱桥，拱脚允许被设计洪水位淹没，但淹没深度一般不超过拱圈矢高 f_0 的 $2/3$ ，如图 10. 1. 27 所示。并且在任何情况下，拱顶底面应高出设计洪水位 1.0m，亦即 $\Delta f_0 \geq 1.0\text{m}$ 。拱脚的起拱线应高出最高流冰水位不小于 0.25m。

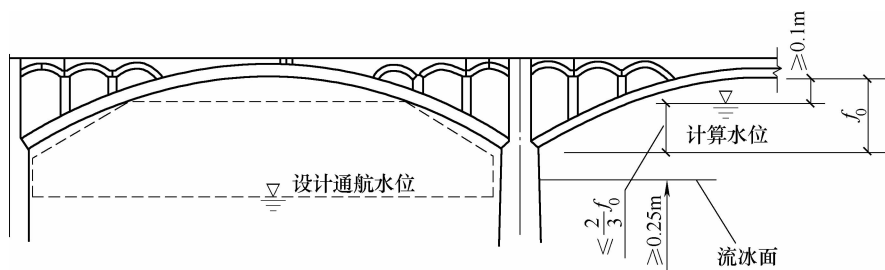


图 10.1.27 拱桥桥下净空图

无铰拱的拱脚允许被设计洪水淹没，但不宜超过拱圈高度的 $\frac{2}{3}$ ，且拱顶底面至计算水位的净高不得小于 1.0m。

在不通航和无流筏的水库区域内，梁底面或拱顶底面离开水面的高度不应小于计算浪高的 0.75 倍加上 0.25m。

上述内容即为《公路桥涵设计通用规范》3.3.2 条的规定。

《公路桥涵设计通用规范》中还规定：在不通航或无流放木筏河流以及通航河流的不通航桥孔内，桥下净空不应小于表 3.3.2 中的规定。

在不通航或无流放木筏河流上及通航河流的不通航桥孔内，桥下净空不应小于表 3.3.2 的规定。

表 3.3.2 非通航河流桥下最小净空

桥梁的部位		高出计算水位/m	高出最高流冰面/m
梁底	洪水期无大漂流物	0.50	0.75
	洪水期有大漂流物	1.50	—
	有泥石流	1.00	—
支承垫石顶面		0.25	0.50
拱脚		0.25	0.25

(2) 通航净空要求。为了保证桥下安全通航，通航孔桥跨结构下缘的标高应高出自设计通航水位算起的净空高度。《公路桥涵设计通用规范》规定了设计时应采用的《标准》。

3.1.5 通航海轮桥梁的桥孔布置及净高应满足《通航海轮桥梁通航标准》(JTJ 311) 的规定。通航内河桥梁的桥孔布置及净高应满足《内河通航标准》(GB 50139) 的规定，并应充分考虑河床演变和不同通航水位航迹线的变化。

(3) 跨线桥桥下净空要求。在设计跨线路（铁道或公路）的立体交叉时，桥跨结构底缘的标高应高出规定的车辆净空高度。《公路桥涵设计通用规范》3.3.4 条中作出规定。

3.3.4 立体交叉跨线桥桥下净空应符合下列规定：

1 公路与公路立体交叉的跨线桥桥下净空及布孔除应符合本规范第 3.3.1 条桥涵净空的规定外，还应满足桥下公路的视距和前方信息识别的要求，其结构形式应与周围环境相协调。

2 铁路从公路上跨越通过时，其跨线桥桥下净空及布孔除应符合本规范第 3.3.1 条桥涵净空的规定外，还应满足桥下公路的视距和前方信息识别的要求。

3 农村道路与公路立体交叉的跨线桥桥下净空为：

当农村道路从公路上面跨越时，跨线桥桥下净空应符合本规范第 3.3.1 条建筑限界的规定。

当农村道路从公路下面穿过时,其净空可根据当地通行的车辆和交叉情况而定,人行通道的净高应大于或等于 2.2m,净宽应大于或等于 4.0m。

畜力车及拖拉机通道的净高应大于或等于 2.7m,净宽应大于或等于 4.0m。

农用汽车通道的净高应大于或等于 3.2m,并根据交通量和通行农业机械的类型选用净宽,但应大于或等于 4.0m。

汽车通道的净高应大于或等于 3.5m;净宽应大于或等于 6.0m。

综上所述,全桥位于河中各跨的桥面高程均应首先满足流水净空的要求;对于通航或桥下通车的桥孔还应满足通航净空或建筑净空限界的要求;另外,还应考虑桥的两端能够与公路或城市道路顺利衔接等。因此,全桥各跨的桥面高程是不相同的,必须综合考虑和规划。

真题

【10.1.9】 (2010 年考题)

某高速公路上的一座跨越非通航河道的桥梁,洪水期有大漂浮物通过。该桥的计算水位为 2.5m (大沽高程),支座高度为 0.20m。试问,该桥的梁底最小高程 (m),应为下列何项数值?

- (A) 3.4 (B) 4.0 (C) 3.2 (D) 3.0

【答案】 (B)

【解答】 (1) 根据《公路桥涵设计通用规范》3.3.2 条规定,桥下净空 = 计算水位 + 安全高度。

(2) 根据《公路桥涵设计通用规范》表 3.3.2 规定,当洪水期有大漂流物时,梁底应高出计算水位 1.5m。

(3) 非通航河流桥下最小净空 $2.5 + 1.5 = 4.0\text{m}$, (B) 正确。

4. 桥上纵断面线形

为了满足通航或泄洪要求,大、中桥梁的桥面高度一般比两岸的接线道路或者城市道路的路面高出较多。因此,在这两者之间需用加设具有一定坡度的构筑物加以连接,以完成这个过渡,这就是所谓的桥头引道。

桥面标高确定后,就可根据两端桥头的地形和线路要求来设计桥梁的纵断面线形。小桥通常做成平坡桥。大、中桥梁为了利于桥面排水和降低引道路堤高度,往往设置从中间向两端倾斜的双向纵坡。《公路桥梁设计通用规范》规定:

3.4.1 桥上及桥头引道的线形应与路线布设相互协调,各项技术指标应符合路线布设的规定。桥上纵坡不宜大于 4%,桥头引道纵坡不宜大于 5%;位于市镇混合交通繁忙处,桥上纵坡和桥头引道纵坡均不得大于 3%。桥头两端引道线形应与桥上线形相配合。

(三) 桥梁横断面设计

桥梁横断面设计包括:确定桥面的宽度(行车道宽和人行道宽),桥跨结构的横截面布置(除车道和人行道外的栏杆布置、横向坡度)。

图 10.1.28 所示为对于相同桥面净宽的上承式桥和下承式桥的横截面布置。对于下承式桥梁还应考虑承重结构所占的桥面宽度、防撞栏杆的布置以及桥面净空应符合公路建筑界限的规定。显然,由于结构布置上的需要,下承式桥承重结构的宽度 B 要比上承式桥的大,而其建筑高度 h 却比上承式桥的低。

桥面宽度决定于行车和行人的交通需要。行车道宽度主要取决于车道数和每个车道的宽度。公路车道宽度与设计速度有关。

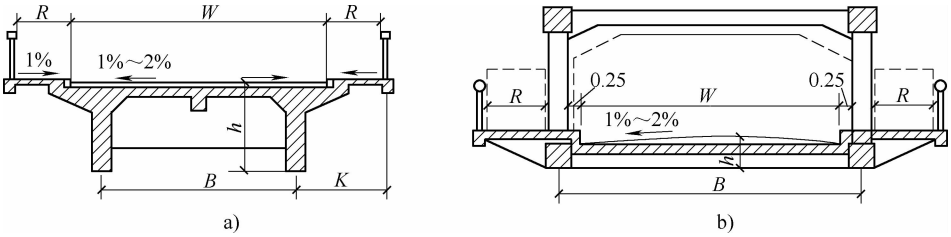


图 10.1.28 横截面布置
a) 上承式桥 b) 下承式桥

各级公路的设计速度见《公路桥涵设计通用规范》表 3.3.15。

1 各级公路应选用的设计速度见表 3.3.1-5。确定桥涵净宽时，其所依据的设计速度应沿用各级公路选用设计速度。

表 3.3.1-5 各级公路设计速度

公路等级	高速公路			一级公路			二级公路		三级公路		四级公路
设计速度/(km/h)	120	100	80	100	80	60	80	60	40	30	20

各种设计速度应占有的车道宽度见《公路桥涵设计通用规范》表 3.3.1-1。

表 3.3.1-1 车道宽度

设计速度/(km/h)	120	100	80	60	40	30	20
车道宽度/m	3.75	3.75	3.75	3.50	3.50	3.25	3.00 (单车道为 3.50m)

注：高速公路上的八车道桥梁，当设置左侧路肩时，内侧车道宽度可采用 3.50m。

桥面净空是保证车辆、行人安全顺畅通过桥梁所需要的桥梁上方空间限界。在该净空限界范围内，不得有桥跨结构构件或任何其他装置侵入。桥面净空应符合《公路桥涵设计通用规范》3.3.1 条的规定：

3.3.1 桥涵净空应符合图 3.3.1 公路建筑限界规定及本条其他各款规定。

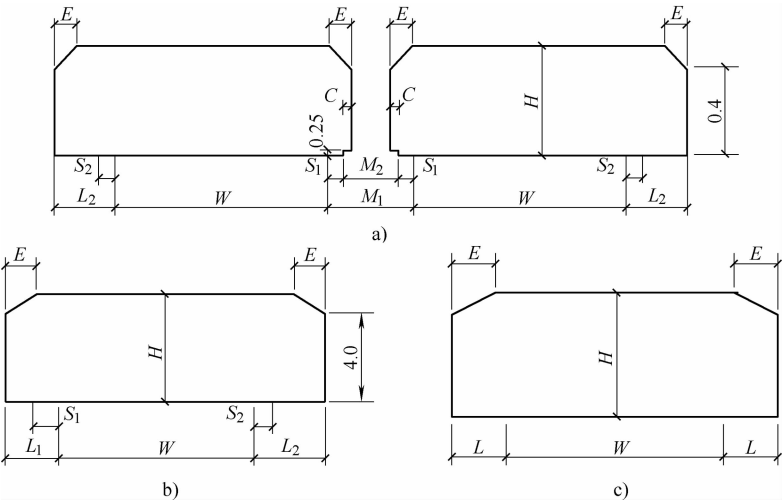


图 3.3.1 桥涵净空 (尺寸单位: m)

a) 高速公路、一级公路 (整体式); b) 高速公路、一级公路 (分离式); c) 二、三、四级公路

注：(1) 当桥梁设置人行道时，桥涵净空应包括该部分的宽度；

(2) 人行道、自行车道与行车道分开设置时，其净高不应小于 2.5m。

图中 W ——行车道宽度 (m)，为车道数乘以车道宽度，并计入所设置的加 (减) 速车道、紧急停车道、爬坡车道或错车道的宽度，车道宽度规定见表 3.3.1-1；

C ——当设计速度大于 100km/h 时为 0.5m；当设计速度等于或小于 100km/h 时为 0.25m；

S_1 ——行车道左侧路缘带宽度 (m)，见表 3.3.1-2；

S_2 ——行车道右侧路缘带宽度 (m)，应为 0.5m；

M_1 ——中间带宽度 (m)，由两条左侧路缘带和中央分隔带组成，见表 3.3.1-2；

M_2 ——中央分隔带宽度 (m)，见表 3.3.1-2；

E ——桥涵净空顶角宽度 (m)，当 $L \leq 1\text{m}$ 时， $E = L$ ；当 $L > 1\text{m}$ 时， $E = 1\text{m}$ ；

H ——净空高度 (m)，高速公路和一级、二级公路上的桥梁应为 5.0m，三、四级公路上的桥梁应为 4.5m；

L_2 ——桥涵右侧路肩宽度 (m)，见表 3.3.1-3，当受地形条件及其他特殊情况限制时，可采用最小值。高速公路和一级公路上桥梁应在右侧路肩内设右侧路缘带；其宽度为 0.5m。设计速度为 120km/h 的四车道高速公路上桥梁，宜采用 3.50m 的右侧路肩；六车道、八车道高速公路上桥梁，宜采用 3.00m 路肩；高速公路、一级公路上桥梁的右侧路肩宽度小于 2.50m 且桥长超过 500m 时，宜设置紧急停车带，紧急停车带宽度包括路肩在内为 3.50m，有效长度不应小于 30m，间距不宜大于 500m；

L_1 ——桥梁左侧路肩宽度 (m)，见表 3.3.1-4。八车道及八车道以上高速公路上的桥梁宜设置左路肩，其宽度应为 2.50m。左侧路肩宽度内含左侧路缘带宽度；

L ——侧向宽度。高速公路、一级公路上桥梁的侧向宽度为路肩宽度 (L_1 、 L_2)；二、三四级公路上桥梁的侧向宽度为其相应的路肩宽度减去 0.25m。

桥面净空的宽度一般包括行车道、中间道、路缘带、路肩、应急停车带等部分的宽度，其取值应符合《公路桥涵设计通用规范》3.3.1 条的规定。

表 3.3.1-2 中间带宽度

设计速度/(km/h)		120	100	80	60
中央分隔带宽度/m	一般值	3.00	2.00	2.00	2.00
	最小值	2.00	2.00	1.00	1.00
左侧路缘带宽度/m	一般值	0.75	0.75	0.50	0.50
	最小值	0.75	0.50	0.50	0.50
中间带宽度/m	一般值	4.50	3.50	3.00	3.00
	最小值	3.50	3.00	2.00	2.00

注：“一般值”为正常情况下的采用值；“最小值”为条件受限制时，可采用的值。

表 3.3.1-3 右侧路肩宽度

公路等级		高速公路、一级公路				二、三、四级公路				
设计速度/（km/h）		120	100	80	60	80	60	40	30	20
右侧路肩 宽度/m	一般值	3.00 或 3.50	3.00	2.50	2.50	1.50	0.75	—	—	—
	最小值	3.00	2.50	1.50	1.50	0.75	0.25	—	—	—

注：“一般值”为正常情况下的采用值；“最小值”为条件受限制时，可采用的值。

表 3.3.1-4 分离式断面高速公路、一级公路左侧路肩宽度

设计速度/(km/h)	120	100	80	60
左侧路肩宽度/m	1.25	1.00	0.75	0.75

当桥涵设计车道数确定后，可从《公路桥涵设计通用规范》表 4.3.1-3 查得所需桥面宽度的数值 W (m)。

表 4.3.1-3 桥涵设计车道数		
桥面宽度 W/m		桥涵设计车道数
车辆单向行驶时	车辆双向行驶时	
$W < 7.0$		1
$7.0 \leq W < 10.5$	$6.0 \leq W < 14.0$	2
$10.5 \leq W < 14.0$		3
$14.0 \leq W < 17.5$	$14.0 \leq W < 21.0$	4
$17.5 \leq W < 21.0$		5
$21.0 \leq W < 24.5$	$21.0 \leq W < 28.0$	6
$24.5 \leq W < 28.0$		7
$28.0 \leq W < 31.5$	$28.0 \leq W < 35.0$	8

第二节 作用和作用效应组合

一、作用

桥梁结构根据其使用功能的不同，除承受结构本身自重和各种附加重力以外，主要承受桥上各种交通荷载，例如汽车荷载、非机动车荷载和人群荷载。而且，桥梁结构处在自然环境之中，还要经受气候、水文等各种复杂因素（外力）的影响。

《公路桥涵设计通用规范》中将作用于桥梁结构的荷载和引起结构外加变形或约束变形的原因统称为作用。作用是施加在结构上的一组集中力或分布力，或引起结构外加变形或约束变形的原因，前者称直接作用，亦称荷载。后者称间接作用。

作用于桥梁结构的作用可分为三类：永久作用、可变作用和偶然作用。《公路桥涵设计通用规范》4.1.1 条对公路桥涵设计时应该采用的作用作了规定：

4.1.1 公路桥涵设计采用的作用分为永久作用、可变作用和偶然作用三类，规定于表 4.4.1。		
表 4.1.1 作用分类		
编 号	作用分类	作用名称
1	永久作用	结构重力（包括结构附加重力）
2		预加力
3		土的重力
4		土侧压力
5		混凝土收缩及徐变作用
6		水的浮力
7		基础变位作用
8	可变作用	汽车荷载
9		汽车冲击力
10		汽车离心力
11		汽车引起的土侧压力
12		人群荷载
13		汽车制动力

(续)		
编 号	作用分类	作用名称
14	可变作用	风荷载
15		流水压力
16		冰压力
17		温度（均匀温度和梯度温度）作用
18		支座摩阻力
19	偶然作用	地震作用
20		船舶或漂流物的撞击作用
21		汽车撞击作用

真题

【10.2.1】（1999 年考题，因《规范》改版，本题参数作了相应调整）

公路桥涵设计时将作用于桥梁结构的荷载分类，以下何项正确？

- (A) 恒荷载、活荷载（汽车荷载、人群荷载）以及其他附加荷载
- (B) 永久荷载、基本可变荷载、偶然荷载
- (C) 永久作用、可变作用、偶然作用
- (D) 恒荷载、活荷载、温度力、地震力、船撞力、风力

【答案】（C）

【解答】 根据《公路桥涵设计通用规范》4.1.1 条规定：“公路桥涵设计采用的作用分为永久作用、可变作用和偶然作用三类”，（C）正确。

（一）永久作用

永久作用也称恒荷载，它是在设计使用期内，其作用位置和大小、方向不随时间变化，或其变化与平均值相比可忽略不计的作用。永久作用主要包括结构物自重、桥面铺装及附属设备的重量、长期作用于结构上的人工预加力、混凝土收缩和徐变的影响力以及基础变位的影响力。

（1）结构重力。永久作用中结构重力可直接按结构的体积乘以材料的重力密度计算。《公路桥涵设计通用规范》4.2.1 条规定了常用材料的重力密度。对最常用的钢筋混凝土材料，当按体积计算的含筋量小于 2% 时，采用 25kN/m³；等于或大于 2% 时，可采用 26kN/m³。

4.2.1 结构自重及桥面铺装、附属设备等附加重力均属结构重力，结构重力标准值可按表 4.2.1 所列常用材料的重力密度计算。			
表 4.2.1 常用材料的重力密度			
材料种类	重力密度/(kN/m ³)	材料种类	重力密度/(kN/m ³)
钢、铸钢	78.5	浆砌片石	23.0
铸铁	72.5	干砌块石或片石	21.0
锌	70.5	沥青混凝土	23.0~24.0
铅	114.0	沥青碎石	22.0

(续)

材料种类	重力密度/(kN/m ³)	材料种类	重力密度/(kN/m ³)
黄铜	81.1	碎(砾)石	21.0
青铜	87.4	填土	17.0~18.0
钢筋混凝土或预应力混凝土	25.0~26.0	填石	19.0~20.0
混凝土或片石混凝土	24.0	石灰三合土、石灰土	17.5
浆砌块石或料石	24.0~25.0		

(2) 预加力。对于预应力混凝土桥梁结构,预加应力在结构使用极限状态设计时,应作为永久作用计算其效应。《公路桥涵设计通用规范》规定:

4.2.2 预加力在结构进行正常使用极限状态设计和使用阶段构件应力计算时,应作为永久作用计算其主效应和次效应,并计入相应阶段的预应力损失,但不计由于预加力偏心距增大引起的附加效应。在结构进行承载能力极限状态设计时,预加力不作为作用,而将预应力钢筋作为结构抗力的一部分,但在连续梁等超静定结构中,仍需考虑预加力引起的次效应。

(3) 混凝土的收缩、徐变影响力在外部超静定的混凝土结构及复合梁桥等结构中是必然产生的,而且是长期作用的,应作为永久作用考虑。混凝土收缩的原因,主要是水泥浆的凝缩和因环境干燥所产生的干缩。混凝土收缩会使受约束的构件产生应力,而这种应力的长期存在又因混凝土徐变的影响减小了收缩应力。徐变是混凝土在持续恒定应力作用下应变不断变化的一种现象。《公路桥涵设计通用规范》规定:

4.2.5 混凝土收缩及徐变作用可按下述规定取用:

- 1 外部超静定的混凝土结构、钢和混凝土的组合结构等应考虑混凝土收缩及徐变的作用。
- 2 混凝土的收缩应变和徐变系数可按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62)的规定计算。
- 3 混凝土徐变的计算,可假定徐变与混凝土应力呈线性关系。
- 4 计算圬工拱圈的收缩作用效应时,如考虑徐变影响,作用效应可乘以0.45的折减系数。

(4) 基础变位的影响力。

4.2.6 超静定结构当考虑由于地基压密等引起的长期变形影响时,应根据最终位移量计算构件的效应。

(二) 可变作用

可变作用为在设计使用期内,其作用位置和大小、方向随时间变化,且其变化与平均值相比不可忽略的荷载,按其对于桥梁结构的影响程度可分为两类。

- 1) 汽车荷载、人群荷载及其影响力。
- 2) 自然和人为行为产生的各种变化力。

1. 汽车荷载

汽车有不同的型号和载重等级，而且车辆的轮轴数量、各部尺寸也不相同。因此，只按某一具体车型及其荷载来设计桥梁是不合理的，必须拟定一个既能概括目前国内车辆状况，又能适当地照顾将来发展的全国统一车辆荷载标准，作为设计公路桥梁的依据。对于桥梁设计，载重标准的确定是关系到贯彻实用、经济、安全原则的一个重要问题。

(1) 汽车荷载的等级。《公路桥涵设计通用规范》中规定的汽车荷载是一种便于在设计中应用的简明统一的标准荷载，它有别于实际通行的汽车荷载，是在对我国现有车型、行车规律等实地观测和调查的基础上。通过对实际车辆的轮轴数目、前后轴间距、轴重力等情况的分析、综合和概括，根据汽车工业的发展和国防建设的需要而制定的桥涵或其他受车辆影响的构造物所用的荷载标准，把大量、经常出现的汽车荷载排列成车队形式，作为设计荷载。

《公路桥涵设计通用规范》把汽车荷载分为两个等级：

4.3.1

1 汽车荷载分为公路-I级和公路-II级两个等级。

公路-I级荷载是密集运行状态（两辆相随汽车的时间间隔在3s以下），公路-II级荷载是一般运行状态（两辆相随汽车的时间间隔在3s及以上）。《公路桥涵设计通用规范》把各级公路应该采用的汽车荷载等级做了具体的规定：

4.3.1 公路桥涵设计时，汽车荷载的计算图式、荷载等级及其标准值、加载方法和纵横向折减等应符合下列规定：

3 各级公路桥涵设计的汽车荷载等级应符合表4.3.1-1的规定。

表 4.3.1-1 各级公路桥涵的汽车荷载等级

公路等级	高速公路	一级公路	二级公路	三级公路	四级公路
汽车荷载等级	公路-I级	公路-I级	公路-II级	公路-II级	公路-II级

二级公路为干线公路且重型车辆多时，其桥涵的设计可采用公路-I级汽车荷载。

四级公路上重型车辆少时，其桥涵设计所采用的公路-II级车道荷载的效应可乘以0.8的折减系数，车辆荷载的效应可乘以0.7的折减系数。

(2) 汽车荷载的计算图式及标准值。《公路桥涵设计通用规范》把汽车荷载分为两个计算图式。

4.3.1

2 汽车荷载由车道荷载和车辆荷载组成。车道荷载由均布荷载和集中荷载组成。桥梁结构的整体计算采用车道荷载；桥梁结构的局部加载、涵洞、桥台和挡土墙土压力等的计算采用车辆荷载。车辆荷载与车道荷载的作用不得叠加。

车道荷载：表示由具有规定的距离的若干辆汽车组成的车队行驶在桥梁时，该桥梁承担的荷载，用于桥梁的整体设计。桥梁主梁的计算应采用车道荷载。

车辆荷载：表示一辆“汽车-超20级”的加重车各轴作用在桥上的荷载，用于需要进行局部加载计算的场合。桥梁的横隔梁、行车道板的计算应采用车辆荷载。

(3) 车道荷载。车道荷载是个虚拟荷载，它的标准值 q_k 和 P_k 是根据对汽车车队（车重

和车间距)的测定和效应分析得到的。测定时考虑了车流密度、车型、车重、汽车自然堵塞等情况。

4.3.1

4 车道荷载的计算图式见图 4.3.1-1。

1) 公路-I 级车道荷载的均布荷载标准值为 $q_k = 10.5 \text{ kN/m}$; 集中荷载标准值按以下规定选取: 桥梁计算跨径小于或等于 5 m 时, $P_k = 180 \text{ kN}$; 桥梁计算跨径等于或大于 50 m 时, $P_k = 360 \text{ kN}$; 桥梁计算跨径在 $5 \sim 50 \text{ m}$ 之间时, P_k 值采用直线内插求得。计算剪力效应时, 上述集中荷载标准值 P_k 应乘以 1.2 的系数。

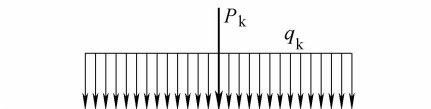


图 4.3.1-1 车道荷载

2) 公路-II 级车道荷载的均布荷载标准值 q_k 和集中荷载标准值 P_k 按公路-I 级车道荷载的 0.75 倍采用。

3) 车道荷载的均布荷载标准值应满布于使结构产生最不利效应的同号影响线上; 集中荷载标准值只作用于相应影响线中一个最大影响线峰值处。

对集中荷载标准值 P_k 乘 1.2 系数的问题,《公路桥涵设计通用规范》编制说明中有专门解释。

4.3.1

当计算剪力效应时, 集中荷载标准值 P_k 应在原规定值的基础上提高 1.2 倍。其主要用于验算下部结构或上部结构腹板。

现将上述规定列于表 10.2.1 内。

表 10.2.1 各级公路桥涵的汽车荷载等级和车道荷载标准值

公路等级	高速公路	一级公路	二级公路	三级公路	四级公路
汽车荷载等级	公路-I 级		公路-II 级		
均布荷载标准值 $q_k / (\text{kN/m})$	10.5		7.785		
集中荷载标准值 P_k / kN	$l \leq 5 \text{ m}; P_k = 180 \text{ kN}$ $l \geq 50 \text{ m}; P_k = 360 \text{ kN}$ $5 \text{ m} < l < 50 \text{ m}; P_k$ 值采用在 $180 \sim 360 \text{ kN}$ 间直线内插		$l \leq 5 \text{ m}; P_k = 135 \text{ kN}$ $l \geq 50 \text{ m}; P_k = 270 \text{ kN}$ $5 \text{ m} < l < 50 \text{ m}; P_k$ 值采用在 $135 \sim 270 \text{ kN}$ 间直线内插		

注: l 为桥梁计算跨径。计算剪力效应时, 表中集中荷载标准值 P_k 应乘以 1.2 的系数。

(4) 车辆荷载。车辆荷载是一种单车的计算图式, 所采用的车辆是总重力为 550 kN 的重车。车辆布置中各轴的排列间距和重力的大小, 不得改动。

4.3.1

5 车辆荷载的立面、平面尺寸见图 4.3.1-2，主要技术指标规定见表 4.3.1-2。
公路-I 级和公路-II 级汽车荷载采用相同的车辆荷载标准值。

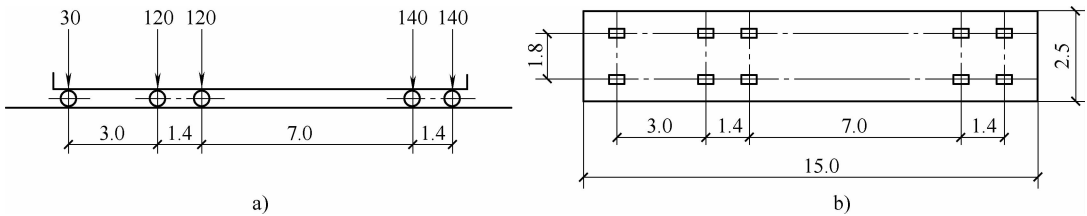


图 4.3.1-2 车辆荷载的立面、平面尺寸（图中尺寸单位为 m，荷载单位为 kN）
a) 立面布置 b) 平面尺寸

表 4.3.1-2 车辆荷载的主要技术指标

项 目	单位	技术指标	项 目	单位	技术指标
车辆重力标准值	kN	550	轮距	m	1.8
前轴重力标准值	kN	30	前轮着地宽度及长度	m	0.3 × 0.2
中轴重力标准值	kN	2 × 120	中、后轮着地宽度及长度	m	0.6 × 0.2
后轴重力标准值	kN	2 × 140	车辆外形尺寸（长 × 宽）	m	15 × 2.5
轴距	m	3 + 1.4 + 7 + 1.4			

真题

【10.2.2】（2008 年考题）

公路桥涵设计时，采用的汽车荷载由车道荷载和车辆荷载组成，分别用于计算不同的桥梁构件。现需进行以下几种桥梁构件计算：①主梁整体计算；②主梁桥面板计算；③涵洞计算；④桥台计算。试判定这四种构件计算应采用下列何项汽车荷载模式，才符合《公路桥涵设计通用规范》的要求？

- (A) ①、③采用车道荷载，②、④采用车辆荷载
- (B) ①、②采用车道荷载，③、④采用车辆荷载
- (C) ①采用车道荷载，②、③、④采用车辆荷载
- (D) ①、②、③、④均采用车道荷载

【答案】（C）

【解答】 根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.1 条 2 款，“桥梁结构的整体计算采用车道荷载；桥梁结构的局部加载、涵洞、桥台和挡土墙土压力等的计算采用车辆荷载”，(C) 正确。

(5) 汽车荷载的横向布置。桥梁设计时，为取得主梁的最大受力，汽车荷载在桥面上需要偏心加载。汽车车队在桥上的纵、横位置均应按最不利情况布置，以使桥梁产生计算部位的最大内力，其横向布置应满足《公路桥涵设计通用规范》图 4.3.1-3 的要求，并按最不利荷载布置求出汽车荷载横向分布系数。本章第四节将详细讨论汽车荷载横向分布系数的确定和应用。

4.3.1

6 车道荷载横向分布系数应按设计车道数如图 4.3.1-3 布置车辆荷载进行计算。

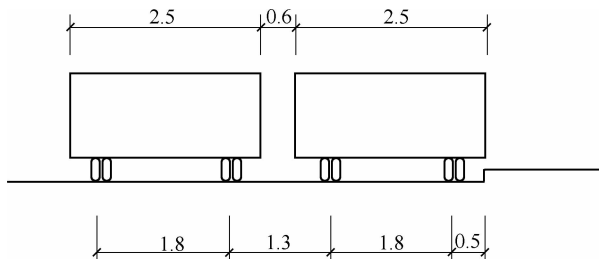


图 4.3.1-3 车辆荷载横向布置 (图中尺寸单位为 m)

真题

【10.2.3】(2001 年考题)

按《公路桥涵设计通用规范》的规定,在各级汽车荷载横向布置时,与下列何项数值最为接近?

- (A) 0.30m (B) 0.50m (C) 0.60m (D) 0.75m

【答案】(B)

【解答】根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.1 条图 4.3.1-3 的规定:边轮中心距桥梁缘石的间距为 0.50m, (B) 正确。

真题

【10.2.4】(2001 年考题)

按《公路桥涵设计通用规范》的规定,在各级汽车荷载横向布置为两辆车的情况下,汽车之间两轮最小间距与下列何项数值最为接近?

- (A) 0.5m (B) 0.6m (C) 1.0m (D) 1.3m

【答案】(D)

【解答】根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.1 条图 4.3.1-3 的规定:汽车之间两轮最小间距为 1.3m, (D) 正确。

(6) 横桥向设计车道布置及多车道横向折减系数。《公路桥涵设计通用规范》表 4.3.1-3 列出了桥面宽度与设计车道数的关系,这是以《公路工程技术标准》规定的一个行车道宽度为 3.50~3.75m 建立的。多车道横向折减的含义是,在桥梁多车道上行驶的汽车荷载使桥梁某一截面产生最大效应时,其同时处于最不利位置可能性的大小。显然,这种可能性随车道数的增加而减小。而桥梁设计时各个车道上的汽车荷载都是按最不利位置布置的,因此,计算结果应根据上述可能性的大小进行折减。

4.3.1

7 桥涵设计车道数应符合表 4.3.1-3 的规定。多车道桥梁上的汽车荷载应考虑多车道折减。当桥涵设计车道数等于或大于 2 时,由汽车荷载产生的效应应按表 4.3.1-4 规定的多车道折减系数进行折减,但折减后的效应不得小于两设计车道的荷载效应。

表 4.3.1-3 桥涵设计车道数

桥面宽度 W/m		桥涵设计车道数
车辆单向行驶时	车辆双向行驶时	
$W < 7.0$		1
$7.0 \leq W < 10.5$	$6.0 \leq W < 14.0$	2
$10.5 \leq W < 14.0$		3
$14.0 \leq W < 17.5$	$14.0 \leq W < 21.0$	4
$17.5 \leq W < 21.0$		5
$21.0 \leq W < 24.5$	$21.0 \leq W < 28.0$	6
$24.5 \leq W < 28.0$		7
$28.0 \leq W < 31.5$	$28.0 \leq W < 35.0$	8

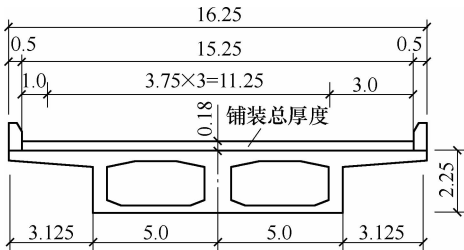
表 4.3.1-4 横向折减系数

横向布置设计车道数/条	2	3	4	5	6	7	8
横向折减系数	1.00	0.78	0.67	0.60	0.55	0.52	0.50

真题

【10.2.5】（2006 年考题，原题为连锁题中的一道子题，现改写成一道独立题）

某一级公路设计行车速度 $V=100\text{km/h}$ ，双向六车道，汽车荷载采用公路-I 级。其公路上有一座计算跨径为 40m 的预应力混凝土箱形截面简支梁桥，采用上、下双幅分离式横断面行驶。横断面布置如图 10.2.1 所示。试问，该桥在计算汽车设计车道荷载时，其设计车道数应按下列何项取用？



单幅横断面 (单位: m)

图 10.2.1

- (A) 二车道 (B) 三车道
(C) 四车道 (D) 五车道

【答案】 (C)

【解答】 根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.1 条表 4.3.1-3，按车辆单向行驶查表，从图知桥面宽度 $W=15.25\text{m}$ ，在 $14.0\text{m} \leq W < 17.5\text{m}$ 的范围内，故设计车道数应为 4，(C) 正确。

真题

【10.2.6】（2012 年考题，原题为连锁题中的一道子题，现改写成一道独立题）

一级公路上的一座桥梁，桥梁行车道净宽 15m，全宽 17.5m。设计汽车荷载（作用）公路-I 级。试问，该桥按汽车荷载（作用）计算效应时，其横向折减系数与下列何项数值最为接近？

- (A) 0.60 (B) 0.67 (C) 0.78 (D) 1.00

【答案】 (B)

【解答】 根据《公路桥涵设计通用规范》表 4.3.1-3 知，净宽 15m 的行车道各适合于单、双向 4 车道。

根据《公路桥涵设计通用规范》表 4.3.1-4（横向折减系数）知，4 车道的横向折减系数取 0.67，故该桥的车道折减系数应取 0.67。

(7) 汽车荷载纵向折减系数。《公路桥涵设计通用规范》规定的汽车荷载标准值是在特定的条件下确定的，例如，采用了自然堵塞时的车间间距；汽车荷载本身的重力，也采用了路上运煤车或其他重车居多的调查资料。但是，在实际桥梁上通行的车辆不一定都能达到上述条件，特别是大跨径的桥梁。所以《公路桥涵设计通用规范》采用纵向折减的方法，对特大跨径桥梁的计算效应进行折减。

4.3.1

8 大跨径桥梁上的汽车荷载应考虑纵向折减。

当桥梁计算跨径大于 150m 时, 应按表 4.3.1-5 规定的纵向折减系数进行折减。当为多跨连续结构时, 整个结构应按最大的计算跨径考虑汽车荷载效应的纵向折减。

表 4.3.1-5 纵向折减系数

计算跨径 L_0/m	纵向折减系数	计算跨径 L_0/m	纵向折减系数
$150 \leq L_0 < 400$	0.97	$800 \leq L_0 < 1000$	0.94
$400 \leq L_0 < 600$	0.96	$L \geq 1000$	0.93
$600 \leq L_0 < 800$	0.95		

2. 人群荷载

《公路桥涵设计通用规范》规定:

4.3.5 人群荷载标准值应按下列规定采用:

1 当桥梁计算跨径小于或等于 50m 时。人群荷载标准值为 3.0kN/m^2 ; 当桥梁计算跨径等于或大于 150m 时, 人群荷载标准值为 2.5kN/m^2 ; 当桥梁计算跨径在 50 ~ 150m 之间时, 可由线性内插得到人群荷载标准值。对跨径不等的连续结构, 以最大计算跨径为准。

城镇郊区行人密集地区的公路桥梁, 人群荷载标准值取上述规定值的 1.15 倍。

专用人行桥梁, 人群荷载标准值为 3.5kN/m^2 。

2 人群荷载在横向应布置在人行道的净宽度内, 在纵向施加于使结构产生最不利荷载效应的区段内。

3 人行道板 (局部构件) 可以一块板为单元, 按标准值 4.0kN/m^2 的均布荷载计算。

4 计算人行道栏杆时, 作用在栏杆立柱顶上的水平推力标准值取 0.75kN/m ; 作用在栏杆扶手上的竖向力标准值取 1.0kN/m 。

本条规定的人群荷载标准值是根据城市桥梁行人高峰期的调查分析结果确定的, 其数值为 3.0kN/m^2 。考虑跨径的大小不同, 人群荷载所占总荷载的比例大小是不同的, 为确保大量跨径较小的简支梁的安全, 规定计算跨径 $L_k \leq 50\text{m}$ 时, 人群荷载标准值均采用 3.0kN/m^2 ; 计算跨径 $L_k \geq 150\text{m}$ 时, 按 0.85 折减, 采用 2.5kN/m^2 。

公路桥梁上一般行人较少, 将城市桥梁的调查分析结果用于公路桥梁设计, 应该是偏于安全的。

对城镇郊区行人密集的桥梁, 其人群荷载标准值在调查统计的基础上再提高 15%。

3. 汽车荷载的影响力

汽车荷载的影响力包括汽车荷载的冲击力、汽车制动力、支座摩阻力、离心力。

(1) 汽车荷载的冲击力。汽车过桥时, 由于桥面的不平整、车轮不圆以及发动机抖动等原因, 当车辆在桥上高速行驶时, 会引起汽车车体和桥梁结构的振动, 当车辆的振动频率与桥梁结构的自振频率一致时, 即形成共振, 其振幅 (即挠度) 比一般的振动大许多。这种振动产生的动力效应称为冲击作用。

《公路桥涵设计通用规范》近似地用冲击系数 μ 来考虑这种动力效应。汽车的冲击系数是汽车过桥时对桥梁结构产生的竖向动力效应的增大系数。以一定速度通过桥梁的汽车荷载 (动荷载) 对桥梁结构所产生的内力要比同样大小的静荷载大。这种内力的增大部分称为冲击力。通常

可引入一个荷载增大系数,即考虑冲击影响的增大系数 $(1+\mu)$ 来计及荷载的冲击力。

冲击系数随桥梁结构的材料、体系、结构类型、跨长的不同而异,其值大小是根据在现成桥梁上所作的振动试验结果整理出来的。因此,在设计中可按不同结构种类选用不同的冲击系数。

钢桥、钢筋混凝土及预应力混凝土桥的上部结构,支座、钢筋混凝土桩柱式墩台,相对地说自重不大,冲击效果比较显著,应计汽车冲击力;重力式墩台,因自重大、整体性好,不计汽车冲击力;拱桥、涵洞顶上填料厚度大于等于50cm,结构物的填料能起到缓冲和扩散荷载的作用,冲击能量可被吸收,亦不计冲击力。

4.3.2 汽车荷载冲击力应按下列规定计算:

1 钢桥、钢筋混凝土及预应力混凝土桥、圬工拱桥等上部构造和钢支座、板式橡胶支座、盆式橡胶支座及钢筋混凝土柱式墩台,应计算汽车的冲击作用。

2 填料厚度(包括路面厚度)等于或大于0.5m的拱桥、涵洞以及重力式墩台不计冲击力。

3 支座的冲击力,按相应的桥梁取用。

4 汽车荷载的冲击力标准值为汽车荷载标准值乘以冲击系数 μ 。

5 冲击系数 μ 可按下列各式计算:

当 $f < 1.5\text{Hz}$ 时, $\mu = 0.05$

当 $1.5\text{Hz} \leq f \leq 14\text{Hz}$ 时, $\mu = 0.1767 \ln f - 0.0157$ (4.3.2)

当 $f > 14\text{Hz}$ 时, $\mu = 0.45$

式中 f ——结构基频(Hz)。

6 汽车荷载的局部加载及在T梁、箱梁悬臂板上的冲击系数采用0.3。

桥梁结构的基频反映了结构的尺寸、类型、建筑材料等动力特性内容,它直接反映了冲击系数与桥梁结构之间的关系。不管桥梁的建筑材料、结构类型是否有差别,也不管结构尺寸与跨径是否有差别,只要桥梁结构的基频相同,在同样条件的汽车荷载下,就能得到基本相同的冲击系数。

对于简支梁桥的自振频率(基频),《公路桥涵设计通用规范》的编制说明中指出可采用下列公式估算:

$$f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{EI_c}{m_c}} \quad (4-3)$$

$$m_c = G/g \quad (4-4)$$

式中 l ——结构的计算跨径(m);

E ——结构材料的弹性模量(N/m^2);

I_c ——结构跨中截面的截面惯性矩(m^4);

m_c ——结构跨中处的单位长度质量(kg/m),当换算为重力计算时,其单位应为(Ns^2/m^2);

G ——结构跨中处延米结构重力(N/m);

g ——重力加速度, $g = 9.81\text{m}/\text{s}^2$ 。

真题

【10.2.7】 (2011 年考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

某二级干线公路上一座标准跨径为 30m 的单跨简支梁桥, 上部结构由 5 根各长 29.94m、高 2.0m 的预制预应力混凝土 T 形截面梁组成, 桥梁主梁结构自振频率 (基频) $f=4.5\text{Hz}$ 。试问, 该桥汽车作用的冲击系数 μ 与下列何项数值 (Hz) 最为接近?

- (A) 0.05 (B) 0.25 (C) 0.30 (D) 0.45

【答案】 (B)

【详解】 根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.2 条 5 款, 当 $1.5\text{Hz} \leq f \leq 14\text{Hz}$ 时, 冲击系数 $\mu = 0.1767 \ln f - 0.0157$ 。已知 $f = 4.5\text{Hz}$, 所以

$$\mu = 0.1767 \ln 4.5 - 0.0157 = 0.1767 \times 1.504 - 0.0157 = 0.2658 - 0.0157 = 0.25, \text{ (B) 正确。}$$

【简解】 $\mu = 0.1767 \ln f - 0.0157 = 0.1767 \ln 4.5 - 0.0157 = 0.25$, (B) 正确。

真题

【10.2.8】 (2005 年考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

某公路桥梁, 由多跨简支梁组成, 采用预应力混凝土箱形截面梁, 该桥箱形截面梁混凝土强度等级采用 C40, 弹性模量 $E_c = 3.25 \times 10^4 \text{MPa}$, 箱形截面梁跨中横截面面积 $A = 5.3 \text{m}^2$, 惯性矩 $I_c = 1.5 \text{m}^4$, 试判定公路-I 级汽车车道荷载的冲击系数 μ 与下列何项数值最为接近?

提示: 重力加速度 $g = 10 \text{m/s}^2$ 。

- (A) 0.08 (B) 0.18 (C) 0.28 (D) 0.38

【答案】 (C)

【详解】

(1) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.2 条, 条文说明式 (4-1)、式 (4-2) 计算结构基频 f (Hz):

$$f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{EI_c}{m_c}} \quad (4-1)$$

$$m_c = G/g \quad (4-2)$$

(2) 已知: $A = 5.3 \text{m}^2$, $g = 10 \text{m/s}^2$, 代入式 (4-4) 得

$$\begin{aligned} m_c &= G/g = 25 \text{kN/m}^3 \times 5.3 \text{m}^2 / 10 \text{m/s}^2 \\ &= 13250 \text{Ns}^2/\text{m}^2 \end{aligned}$$

(3) 已知: $E = 3.25 \times 10^{10} \text{N/m}^2$, $l = 24 \text{m}$, $I_c = 1.5 \text{m}^4$, 代入式 (4-3) 得

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \times 24^2} \times \sqrt{\frac{3.25 \times 10^{10} \times 1.5}{13250}} = \frac{\pi}{1152} \times 1918.136 = 5.231/\text{s}$$

(4) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.2 条式 (4.3.2), 当 $1.5\text{Hz} \leq f \leq 14\text{Hz}$ 时, $\mu = 0.1767 \ln f - 0.0157$ 。

$$\begin{aligned} \mu &= 0.1767 \ln 5.231 - 0.0157 = 0.1767 \times 1.6546 - 0.0157 \\ &= 0.29237 - 0.0157 = 0.2767 \approx 0.277 \end{aligned}$$

(5) $\mu = 0.28$, (C) 正确。

【简解】

$$m_c = G/g = 25 \text{ kN/m}^3 \times 5.3 \text{ m}^2 / 10 \text{ m/s}^2 = 13250 \text{ N s}^2 / \text{m}^2$$

$$f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{EI_c}{m_c}} = \frac{\pi}{2 \times 24^2} \times \sqrt{\frac{3.25 \times 10^{10} \times 1.5}{13250}} = 5.231 / \text{s}$$

$\mu = 0.1767 \ln 5.231 - 0.0157 = 0.2767 \approx 0.277$, (C) 正确。

真题

【10.2.9】(2013 年考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

某城市快速路上的一座立交匝道桥, 其中一段为四孔各 30m 的简支梁桥, 上部结构采用预应力混凝土箱梁(桥面连续)。假定, 计算该桥箱梁悬臂板的内力时, 主梁的结构基频 $f = 4.5 \text{ Hz}$ 。试问, 作用于悬臂板上的汽车荷载作用的冲击系数的 μ 值应取用下列何项数值?

(A) 0.05

(B) 0.25

(C) 0.30

(D) 0.45

【答案】(C)

【详解】根据《公路桥涵设计通用规范》第 4.3.2 条第 6 款的规定: “箱梁悬臂板上的冲击系数的 μ 值应采用 0.3”。所以正确答案为 (C)。

(2) 汽车制动力。汽车制动力是汽车刹车时为克服其惯性运动而在车轮和路面接触面之间产生的水平滑动摩擦力, 其值为摩擦因数乘以车辆的总重力。制动力是汽车对路面的一种作用力, 其方向与汽车前进方向相同。影响制动力大小的因素很多, 如路面的粗糙状况、轮胎纹路及充气压力大小、制动装置灵敏性、行车速度等。

汽车制动时, 车辆与路面间的摩擦系数可达 0.5 以上, 但是制动常常只限于车队的一部分车辆, 所以制动力不等于摩擦系数乘以桥上全部车道荷载。

《公路桥涵设计通用规范》规定汽车荷载制动力可按下列规定计算和分配:

4.3.6 汽车荷载制动力可按下列规定计算和分配:

1 汽车荷载制动力按同向行驶的汽车荷载(不计冲击力)计算, 并应按本规范表 4.3.1-5 的规定, 以使桥梁墩台产生最不利纵向力的加载长度进行纵向折减。

一个设计车道上由汽车荷载产生的制动力标准值按本规范第 4.3.1 条规定的车道荷载标准值在加载长度上计算的总重力的 10% 计算, 但公路-I 级汽车荷载的制动力标准值不得小于 165kN; 公路-II 级汽车荷载的制动力标准值不得小于 90kN。同向行驶双车道的汽车荷载制动力标准值为一个设计车道制动力标准值的两倍; 同向行驶三车道为一个设计车道的 2.34 倍; 同向行驶四车道为一个设计车道的 2.68 倍。

2 制动力的着力点在桥面以上 1.2m 处, 计算墩台时, 可移至支座铰中心或支座底座面上。计算刚构桥、拱桥时, 制动力的着力点可移至桥面上, 但不计因此而产生的竖向力和力矩。

3 设有板式橡胶支座的简支梁、连续桥面简支梁或连续梁排架式柔性墩台, 应根据支座与墩台的抗推刚度的刚度集成情况分配和传递制动力。

设有板式橡胶支座的简支梁刚性墩台, 按单跨两端的板式橡胶支座的抗推刚度分配制动力。

4 设有固定支座、活动支座（滚动或摆动支座、聚四氟乙烯板支座）的刚性墩台传递的制动力，按表 4.3.6 的规定采用。每个活动支座传递的制动力，其值不应大于其摩阻力，当大于摩阻力时，按摩阻力计算。

表 4.3.6 刚性墩台各种支座传递的制动力

桥梁墩台及支座类型		应计的制动力	符号说明
简支梁桥台	固定支座	T_1	T_1 —加载长度为计算跨径时的制动力； T_2 —加载长度为相邻两跨计算跨径之和时的制动力； T_3 —加载长度为一联长度的制动力
	聚四氟乙烯板支座	$0.30T_1$	
	滚动（或摆动）支座	$0.25T_1$	
简支梁桥墩	两个固定支座	T_2	
	一个固定支座，一个活动支座	注	
	两个聚四氟乙烯板支座	$0.30T_2$	
	两个滚动（或摆动）支座	$0.25T_2$	
连续梁桥墩	固定支座	T_3	
	聚四氟乙烯板支座	$0.30T_3$	
	滚动（或摆动）支座	$0.25T_3$	

注：固定支座按 T_1 计算，活动支座按 $0.30T_3$ （聚四氟乙烯板支座）计算或 $0.25T_3$ （滚动或摆动支座）计算， T_4 和 T_5 分别为与固定支座或活动支座相应的单跨跨径的制动力，桥墩承受的制动力为上述固定支座与活动支座传递的制动力之和。

真题

【10.2.10】（2010 年考题）

某立交桥上的一座匝道桥为单跨简支梁桥，跨径 30m，桥面净宽 8.0m，为同向行驶的两车道，承受公路-I 级荷载；采用氯丁橡胶板式支座。试问，该桥每个桥台承受的制动力标准值（kN），与下列何项数值最为接近？

提示：1. 车道荷载的均布荷载标准值为 $q_k = 10.5\text{kN/m}$ ，集中荷载标准值为 $P_k = 280\text{kN}$ 。

2. 假定两桥台平均承担制动力。

- (A) 30 (B) 60 (C) 46 (D) 83

【答案】 (D)

【详解】

- (1) 计算制动力时车道荷载加载长度取主梁全长 $L = 30\text{m}$ 。
- (2) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.6 条 1 款，按同向二车道计算制动力。
- (3) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.6 条 1 款，公路-I 级总制动力 $\geq 165\text{kN}$ 。
- (4) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.6 条 1 款计算单车道制动力

$$T_1 = (10.5 \times 30 + 280) \times 10\% = 59.5\text{kN}$$

(5) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.6 条 1 款，二车道制动力为单车道制动力的 2 倍。 $T = 2 \times T_1 = 2 \times 59.5 = 119\text{kN} < 165\text{kN}$

所以总制动力 $T = 165\text{kN}$ 。

(6) 制动力由两个桥台平均承担。即 $T' = T/2 = 165/2 \approx 86\text{kN}$ ，(D) 正确。

【简解】 $T = 2 \times (10.5 \times 30 + 280) \times 10\% = 119\text{kN} < 165\text{kN}$

$T' = T/2 = 165/2 \approx 83\text{kN}$ ，(D) 正确。

真题 【10.2.11】 (2009 年考题)

某公路桥梁为一座单跨简支梁桥,跨径 40m,桥面净宽 24m,双向六车道。试问,该桥每个桥台承受的制动力标准值(kN),与下列何项数值最为接近?

提示:设计荷载为公路-I 级,其车道荷载的均布荷载标准值为 $q_k = 10.5 \text{ kN/m}$,集中力 $P_k = 320 \text{ kN}$,制动力由两个桥台平均承担。

- (A) 37 (B) 74 (C) 87 (D) 83

【答案】 (C)

【详解】

(1) 计算制动力时车道荷载加载长度取主梁全长 $L = 40 \text{ m}$ 。

(2) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.6 条 1 款,双向六车道计算制动力时按同向三车道考虑。

(3) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.6 条 1 款,公路-I 级总制动力 $\geq 165 \text{ kN}$ 。

(4) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.6 条 1 款计算单车道制动力

$$T_1 = (10.5 \times 40 + 320) \times 10\% = 74.0 \text{ kN}$$

(5) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.6 条 1 款,三车道制动力为单车道制动力的 2.34 倍。 $T = 2.34 \times T_1 = 2.34 \times 74 = 173.2 \text{ kN} > 165 \text{ kN}$ 。

所以总制动力 $T = 173.2 \text{ kN}$ 。

(6) 制动力由两个桥台平均承担。即 $T' = T/2 = 173.2/2 \approx 86.6 \text{ kN}$, (C) 正确。

【简解】 $T = 2.34 \times (10.5 \times 40 + 320) \times 10\% = 173.2 \text{ kN} > 165 \text{ kN}$

$T' = T/2 = 173.2/2 \approx 86.6 \text{ kN}$, (C) 正确。

真题 【10.2.12】 (2007 年考题,原题为连锁题中的一道子题,现改写成一道独立题)

某城市附近交通繁忙的公路桥梁,其中一联为五孔连续梁桥,其总体布置如图 10.2.2 所示。每孔跨径 40m,桥梁总宽 10.5m,行车道宽度为 8.0m,双向行驶两列汽车;两侧各 1m 宽人行步道。上部结构采用预应力混凝土箱形截面梁,桥墩上设立两个支座,支座的横桥向中心距为 4.5m。桥墩支承在岩基上,由混凝土独柱墩身和带悬臂的盖梁组成。计算荷载:公路-I 级。若该桥四个中墩高均为 10m,且各中墩均采用形状、尺寸相同的普通盆式橡胶固定支座,两个边墩采用盆式橡胶滑动支座,当中墩为柔性墩,且不计边墩支座承受的制动力时,试判定其中 1 号墩所承受的制动力标准值(kN)与下列何项数值最为接近?

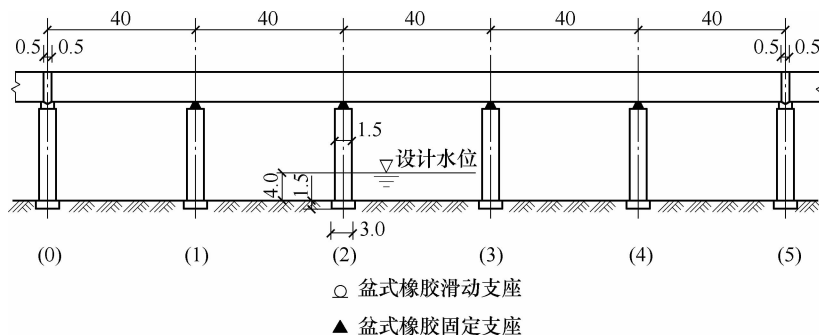


图 10.2.2

(A) 60

(B) 240

(C) 165

(D) 480

【答案】 (A)

【详解】

(1) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.1 条计算车道荷载(公路-I 级)。

均布荷载: $q_k = 10.5 \text{ kN/m}$ 集中荷载: $P_k = 180 + (360 - 180)(40 - 5)/(50 - 5) = 320 \text{ kN}$ (2) 对于五孔连续梁, 计算制动力时车道荷载加载长度取主梁全长 $L = 5 \times 40 = 200 \text{ m}$

(3) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.6 条 1 款, 双向二车道计算制动力时按单向一车道考虑。

(4) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.6 条 1 款, 公路-I 级总制动力 $\geq 165 \text{ kN}$ 。

(5) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.6 条 1 款计算总制动力

$$T = (10.5 \times 200 + 320) \times 10\% = 242.0 \text{ kN} > 165 \text{ kN}$$

所以总制动力 $T = 242.0 \text{ kN}$

(6) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.6 条 3 款, 本桥应根据支座与墩台的抗推集成刚度情况分配制动力。已知各中墩截面及高度均相同, 采用的支座也完全相同, 所以各中墩的抗推集成刚度完全相同, 在不计两个边墩活动支座承受制动力情况下, 四个中墩各自承受总制动力的四分之一。即 $T_1 = T/4 = 242.0/4 \approx 60.5 \text{ kN}$, (A) 正确。

【简解】 $q_k = 10.5 \text{ kN/m}$, $P_k = 320 \text{ kN}$

$$T = (10.5 \times 200 + 320) \times 10\% = 242.0 \text{ kN} > 165 \text{ kN}$$

$$T_1 = T/4 = 242.0/4 \approx 60.5 \text{ kN}, (\text{A}) \text{ 正确。}$$

(3) 支座摩阻力。上部结构因温度变化引起的伸长或缩短以及受其他纵向力(制动力)的作用, 活动支座将产生一个方向相反的力, 即支座摩阻力。摩阻力的大小取决于上部构造自重的大小、支座类型以及材料等。

4.3.11 支座摩阻力标准值可按式计算:

$$F = \mu W \quad (4.3.11)$$

式中 W ——作用于活动支座上由上部结构重力产生的效应; μ ——支座的摩擦系数, 无实测数据时可按表 4.3.11 取用。

表 4.3.11 支座摩擦系数

支座种类	支座摩擦系数 μ
滚动支座或摆动支座	0.05
板式橡胶支座:	
支座与混凝土面接触	0.30
支座与钢板接触	0.20
聚四氟乙烯板与不锈钢板接触	0.06 (加硅脂: 温度低于 -25°C 时为 0.078)
	0.12 (不加硅脂: 温度低于 -25°C 时为 0.156)

活动支座承受的纵向力, 不容许超过支座与混凝土或其他结构材料之间的摩阻力。该纵向力一般为制动力和温度、收缩作用。

支座摩阻力的算例请看【12.3.8】。

(4) 汽车荷载离心力。桥梁离心力是一种伴随着车辆在弯道行驶时所产生的惯性力，它以水平力的形式作用于桥梁结构，是弯桥横向受力与抗扭设计计算所考虑的主要因素。

4.3.3 汽车荷载离心力可按下列规定计算：

1 当弯道桥的曲线半径等于或小于 250m 时，应计算汽车荷载引起的离心力。汽车荷载离心力标准值为按本规范第 4.3.1 条规定的车辆荷载（不计冲击力）标准值乘以离心力系数 C 计算。离心力系数按下式计算：

$$C = \frac{v^2}{127R} \quad (4.3.3)$$

式中 v ——设计速度（km/h），应按桥梁所在路线设计速度采用；

R ——曲线半径（m）。

2 计算多车道桥梁的汽车荷载离心力时，车辆荷载标准值应乘以本规范表 4.3.1-4 规定的横向折减系数。

3 离心力的着力点在桥面以上 1.2m 处（为计算简便也可移至桥面上，不计由此引起的作用效应）。

(5) 汽车荷载引起的土压力

4.3.4 汽车荷载引起的土压力采用车辆荷载加载，并可按下列规定计算：

1 车辆荷载在桥台或挡土墙后填土的破坏棱体上引起的土侧压力，可按下式换算成等效均布土层厚度 h （m）计算：

$$h = \frac{\sum G}{Bl_0\gamma} \quad (4.3.4-1)$$

式中 γ ——土的重力密度（kN/m³）；

$\sum G$ ——布置在 $B \times l_0$ 面积内的车轮的总重力（kN），计算挡土墙的土压力时，车辆荷载应按本规范图 4.3.1-3 规定作横向布置，车辆外侧车轮中线距路面边缘 0.5m，计算中当涉及多车道加载时，车轮总重力应按本规范第 4.3.1 条规定进行折减；

l_0 ——桥台或挡土墙后填土的破坏棱体长度（m），对于墙顶以上有填土的路堤式挡土墙， l_0 为破坏棱体范围内的路基宽度部分；

B ——桥台横向全宽或挡土墙的计算长度（m）。

挡土墙的计算长度可按下列公式计算，但不应超过挡土墙分段长度：

$$B = 13 + H \tan 30^\circ \quad (4.3.4-2)$$

当挡土墙分段长度小于 13m 时， B 取分段长度，并在该长度内按不利情况布置轮重。

式中 H ——挡土墙高度（m），对墙顶以上有填土的挡土墙，为两倍墙顶填土厚度加墙高。

2 计算涵洞顶上车辆荷载引起的竖向土压力时，车轮按其着地面积的边缘向下作 30° 角分布。当几个车轮的压力扩散线相重叠时，扩散面积以最外边的扩散线为准。

【10.2.13】（2013 年考题）

某二级公路，设计车速 60km/h，双向两车道，全宽 B 为 8.5m，汽车荷载等级为公路-II 级。其下一座现浇普通钢筋混凝土简支实体盖板涵洞，涵洞长度与公路宽度相同，涵洞顶部填土厚度（含路面结构厚）2.6m，若盖板计算跨径 $l_{\text{计}} = 3.0\text{m}$ 。试问，汽车荷载在该盖板跨中截面每延米产生的活载弯矩标准值（ $\text{kN} \cdot \text{m}$ ）与下列何项数值最为接近？

提示：两车道车轮横桥向扩散宽度取为 8.5m。

(A) 16

(B) 21

(C) 25

(D) 27

【答案】(A)

【详解】根据《公路桥涵设计通用规范》第 4.3.1 条，“涵洞计算应采用车辆荷载”，且“公路-II 级与公路-I 级汽车荷载的车辆荷载标准值相同”，其主要技术指标及立面、平面尺寸分别见表 4.3.1-2 及图 4.3.1-2，车轮纵桥向着地长度为 0.2m，横桥向着地宽度 0.6m，车辆作用于洞顶路面上的两个后轴各重 140kN，轴距 1.4m，轮距 1.8m，如图 10.2.3 所示。

根据《公路桥涵设计通用规范》第 4.3.4 条第 2 款规定，“计算涵洞顶上车辆荷载引起的竖向土压力时，车轮按其着地面积的边缘向下作 30° 分布，当几个车轮的压力扩散线相重叠时，扩散面积以最外边的扩散线为准”，计算如下：

(1) 纵桥向单轴扩散长度 $a_1 =$

$2.6 \tan 30^\circ \times 2 + 0.2 = 1.5 \times 2 + 0.2 = 3.2\text{m} > 1.4\text{m}$ ，两轴压力扩散线重叠，所以应取两轴压力扩散长度， $a = 3.2 + 1.4 = 4.6\text{m}$

(2) 双车道车辆，两后轴重引起的压力 $q_{\text{活}} = \frac{2 \times 2 \times 140}{4.6 \times 8.5} = 14.32\text{kN/m}^2$

(3) 双车道车辆，两后轴重在盖板跨中截面每延米产生的活载弯矩标准值为

$$M_{\text{活}} = \frac{1}{8} q l^2 \times 1.0 = \frac{1}{8} \times 14.32 \times 3^3 \times 1.0 = 16.11\text{kN} \cdot \text{m}$$

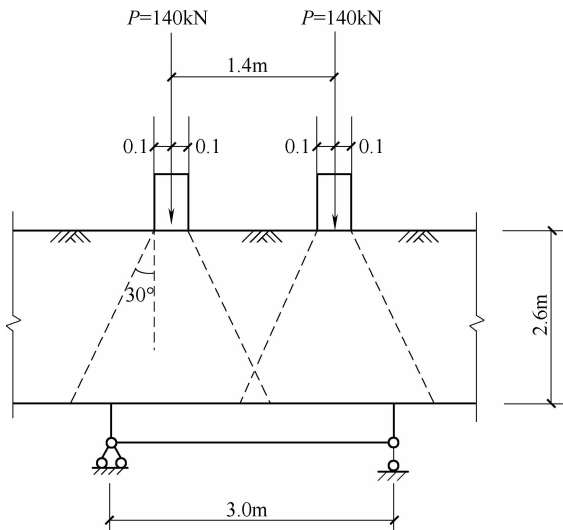


图 10.2.3

真题

【10.2.14】（2014 年考题，原题为连锁题中一道子题）

某二级公路上的一座单跨 30m 的跨线桥梁，可通过双向两列车，重车较多，抗震设防烈度为 7 度，地震动峰值加速度为 $0.15g$ ，设计荷载为公路-I 级，人群荷载 3.5kPa ，桥面宽度与路基宽度都为 12m。上部结构：横向五片各 30m 的预应力混凝土 T 形梁，梁高 1.8m，混凝土强度等级 C40；桥台为等厚度的 U 形结构，桥台台身计算高度 4.0m，基础为双排 1.2m 的钻孔灌注桩。整体结构的安全等级为一级。

假定，计算该桥台台背土压力时，汽车在台背土体破坏棱体上的作用可近似用换算等代均布土层厚度计算。试问，其换算土层厚度（m）与下列何项数值最为接近？

提示：台背竖直，路基水平，土壤内摩擦角 30° ，假定土体破坏棱体的上口长度 L_0 为 2.31m，土的重力密度 γ 为 18kN/m^3 。

- (A) 0.8
- (B) 1.1
- (C) 1.3
- (D) 1.8

【答案】 (B)

根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.4-1 条, $h = \frac{\sum G}{Bl_0\gamma}$ 式中 $l_0 = 2.31$, $\gamma = 18$, $B = 12$ 。

根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.1-5 条及表 4.3.1-4, 两列车 $(140 + 140) \times 2 = 560\text{kN}$

$$h = 560 / (2.31 \times 12 \times 18) = 1122\text{mm}$$

(三) 偶然作用

1. 地震作用

地震力主要是指地震时强烈的地面运动引起的结构惯性力,它是随机变化的动力荷载,其值的大小决定于地震强烈程度和结构的动力特性(频率与阻尼等)以及结构或杆件的质量。地震作用分竖直方向与水平方向,地震的水平运动是导致结构破坏的主要因素,结构抗震验算时,一般主要考虑水平地震作用。因此,在工程设计中,凡计算作用在结构上的地震力都是指水平地震力(简称地震力)。

4.4.1 地震作用

地震动峰值加速度等于 0.10g、0.15g、0.20g、0.30g 地区的公路桥涵,应进行抗震设计。地震动峰值加速度大于或等于 0.40g 地区的公路桥涵,应进行专门的抗震研究和设计。地震动峰值加速度小于或等于 0.05g 地区的公路桥涵,除有特殊要求者外,可采用简易设防。做过地震小区划的地区,应按主管部门审批后的地震动参数进行抗震设计。

公路桥梁地震作用的计算及结构的设计,应符合现行《公路工程抗震设计规范》的规定。

2. 撞击作用

4.4.3 桥梁结构必要时可考虑汽车的撞击作用。汽车撞击力标准值在车辆行驶方向取 1000kN,在车辆行驶垂直方向取 500kN,两个方向的撞击力不同时考虑,撞击力作用于行车道以上 1.2m 处,直接分布于撞击涉及的构件上。

对于设有防撞设施的结构构件,可视防撞设施的防撞能力,对汽车撞击力标准值予以折减,但折减后的汽车撞击力标准值不应低于上述规定值的 1/6。

4.4.4 高速公路上桥梁的防撞护栏应按现行《高速公路交通安全设施设计及施工技术规范》有关规定执行。

二、作用效应组合

(一) 作用的代表值

作用具有变异性,但在结构设计时,不可能直接引用作用随机变量或随机过程的各类统计参数通过复杂的计算进行设计,作用代表值就是为结构设计而给定的量值。设计的要求不同,采用的作用代表值也可不同,这样可以更确切、更合理地反映作用对结构在不同设计要求下的特点。作用的代表值一般可分为标准值、频遇值和准永久值。作用的标准值是作用的基本代表值,频遇值和准永久值一般可以在标准值的基础上计入不同的系数后得到。

《公路桥涵设计通用规范》规定:

4.1.2 公路桥涵设计时，对不同的作用应采用不同的代表值。

1 永久作用应采用标准值作为代表值。

2 可变作用应根据不同的极限状态分别采用标准值、频遇值或准永久值作为代表值。承载能力极限状态设计及按弹性阶段计算结构强度时应采用标准值作为可变作用的代表值。正常使用极限状态按短期效应（频遇）组合设计时，应采用频遇值作为可变作用的代表值；按长期效应（准永久）组合设计时，应采用准永久值作为可变作用的代表值。

3 偶然作用取其标准值作为代表值。

4.1.3 作用的代表值按下列规定取用：

1 永久作用的标准值，对结构自重（包括结构附加重力），可按结构构件的设计尺寸与材料的重力密度计算确定。

2 可变作用的标准值应按本规范有关章节中的规定采用。

可变作用频遇值为可变作用标准值乘以频遇值系数 ψ_1 。可变作用准永久值为可变作用标准值乘以准永久值系数 ψ_2 。

3 偶然作用应根据调查、试验资料，结合工程经验确定其标准值。

（二）作用的设计值

对“作用的设计值”，《公路桥涵设计通用规范》规定：

4.1.4

作用的设计值规定为作用的标准值乘以相应的作用分项系数。

《公路桥涵设计通用规范》对“作用分项系数”作了规定：

4.1.6 公路桥涵结构按承载能力极限状态设计时，应采用以下两种作用效应组合：

1 基本组合。

γ_{Gi} ——第 i 个永久作用效应的分项系数，应按表 4.1.6 的规定采用；

γ_{Q1} ——汽车荷载效应（含汽车冲击力、离心力）的分项系数，取 $\gamma_{Q1} = 1.4$ 。当某个可变作用在效应组合中其值超过汽车荷载效应时。则该作用取代汽车荷载，其分项系数应采用汽车荷载的分项系数；对专为承受某作用而设置的结构或装置，设计时该作用的分项系数取与汽车荷载同值；计算人行道板和人行道栏杆的局部荷载，其分项系数也与汽车荷载取同值；

γ_{Qj} ——在作用效应组合中除汽车荷载效应（含汽车冲击力、离心力）、风荷载外的其他第 j 个可变作用效应的分项系数，取 $\gamma_{Qj} = 1.4$ ，但风荷载的分项系数取 $\gamma_{Qj} = 1.1$ 。

2 偶然组合。偶然作用的效应分项系数取 1.0。

表 4.1.6 永久作用效应的分项系数

编号	作用类别	永久作用效应分项系数	
		对结构的承载能力不利时	对结构的承载能力有利时
1	混凝土和圬工结构重力（包括结构附加重力）	1.2	1.0
	钢结构重力（包括结构附加重力）	1.1 或 1.2	

(续)

编号	作用类别		永久作用效应分项系数	
			对结构的承载能力不利时	对结构的承载能力有利时
2	预加力		1.2	1.0
3	土的重力		1.2	1.0
4	混凝土的收缩及徐变作用		1.0	1.0
5	土侧压力		1.4	1.0
6	水的浮力		1.0	1.0
7	基础变位作用	混凝土和圬工结构	0.5	0.5
		钢结构	1.0	1.0

注：本表编号 1 中，当钢桥采用钢桥面板时，永久作用效应分项系数取 1.1；当采用混凝土桥面板时，取 1.2。

现将其他作用效应的分项系数汇聚在表 10.2.2 内。

表 10.2.2 可变作用效应和偶然作用的效应分项系数

编号	作用分类	作用类别	作用分项系数		
			符号	对结构的承载力不利时	对结构的承载力有利时
1	可变作用	汽车荷载	γ_{Q1}	1.4	
		汽车冲击力			
		汽车离心力			
2		汽车引起的土侧压力	γ_{Q2}	1.4	
3		人群荷载	γ_{Q3}	1.4	
4		汽车制动力	γ_{Q4}	1.4	
5		风荷载	γ_{Q5}	1.1	
6		流水压力	γ_{Q6}	1.4	
7		冰压力	γ_{Q7}	1.4	
8		温度（均匀温度和梯度温度）作用	γ_{Q8}	1.4	
	偶然作用	支座摩阻力		1.0	
		地震作用			
		船舶或漂流物的撞击作用			

（三）两种作用效应组合

结构通常要同时承受多种荷载的作用。而各种荷载并非同时作用于桥梁上，因此在进行结构设计时，无论是承载能力极限状态还是正常使用极限状态，均必须考虑可能同时出现的多种作用的效应组合，求其总的作用效应。我们应当根据作用的重要性和同时作用的可能性进行适

当组合,以确定安全合理的作用效应的组合值。同时考虑到作用出现的变化性质,包括作用出现与否及作用出现的方向,这种组合是多种多样的,应在必须考虑的所有可能的组合中,取其最不利的效应组合进行设计。

作用组合的总原则是:凡存在的永久作用任一项,均应参加组合;凡可能出现的汽车荷载项,除个别情况外均应参加组合;纵向力与横向力不同时组合;对汽车荷载以外的其他可变作用是否参加组合,应根据同时作用的可能性来确定,《公路桥涵设计通用规范》对这些问题均有规定。

1. 作用效应组合要考虑的范围

《公路桥涵设计通用规范》首先指出了作用效应组合要考虑的范围,其具体组合的内容,尚需由设计者根据实际情况确定。对于一部分不能同时组合的作用,《公路桥涵设计通用规范》以表的形式列出。制动力与支座摩阻力不同时组合,这是考虑到活动支座的最大摩阻力,当上部构造恒荷载一定、支座摩阻系数一定时是一个定值。任何纵向力,不能大于支座摩阻力,因此,制动力与支座摩阻力不同时存在。流水压力不与汽车制动力、冰压力同时组合,这是考虑同时出现的可能性极小,或冰压力远大于水压力,且实测中也难以分开。

4.1.5 公路桥涵结构设计应考虑结构上可能同时出现的作用,按承载能力极限状态和正常使用极限状态进行作用效应组合,取其最不利效应组合进行设计:

1 只有在结构上可能同时出现的作用,才进行其效应的组合。当结构或结构构件需做不同受力方向的验算时,则应以不同方向的最不利的作用效应进行组合。

2 当可变作用的出现对结构或结构构件产生有利影响时,该作用不应参与组合。实际不可能同时出现的作用或同时参与组合概率很小的作用,按表 4.1.5 规定不考虑其作用效应的组合。

表 4.1.5 可变作用不同时组合表

编 号	作 用 名 称	不与该作用同时参与组合的作用编号
13	汽车制动力	15, 16, 18
15	流水压力	13, 16
16	冰压力	13, 15
18	支座摩阻力	13

真题

【10.2.15】(2008 年考题)

某公路跨河桥,在设计钢筋混凝土柱式桥墩中永久作用需与以下可变作用进行组合:①汽车荷载;②汽车冲击力;③汽车制动力;④温度作用;⑤支座摩阻力;⑥流水压力;⑦冰压力。试判定,下列四种组合中其中何项组合符合《公路桥涵设计通用规范》的要求?

- (A) ①+②+③+④+⑤+⑥+⑦+永久作用
- (B) ①+②+③+④+⑤+⑥+永久作用
- (C) ①+②+③+④+⑤+永久作用
- (D) ①+②+③+④+永久作用

【答案】(D)

【解答】根据《公路桥涵设计通用规范》表 4.1.5 规定:流水压力、冰压力、支座摩阻力不能与汽车制动力同时参与组合,(D) 正确。

2. 承载能力极限状态设计时的作用效应组合

公路桥涵结构的承载能力极限状态设计,按照可能出现的作用,将其分为两种作用效应组合,即基本组合和偶然组合。

作用效应的基本组合是指永久作用设计值效应与可变作用设计值效应的组合。这种组合用于结构的常规设计,是所有的公路桥涵结构都应该考虑的。

作用效应的偶然组合是指永久作用标准值、可变作用代表值和一种偶然作用标准值的效应组合,视具体情况,也可不考虑可变作用效应参与组合。作用效应偶然组合用于结构在特殊情况下的设计,所以不是所有公路桥涵结构都要采用的,一些结构也可采取构造或其他预防措施来解决。

4.1.6 公路桥涵结构按承载能力极限状态设计时,应采用以下两种作用效应组合:

1 基本组合。永久作用的设计值效应与可变作用设计值效应相组合,其效应组合表达式为

$$\gamma_0 S_{ud} = \gamma_0 \left(\sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} S_{Gik} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \psi_c \sum_{j=2}^n \gamma_{Qj} S_{Qjk} \right) \quad (4.1.6-1)$$

或

$$\gamma_0 S_{ud} = \gamma_0 \left(\sum_{i=1}^m S_{Gid} + S_{Q1d} + \psi_c \sum_{j=2}^n S_{Qjd} \right) \quad (4.1.6-2)$$

式中 S_{ud} ——承载能力极限状态下作用基本组合的效应组合设计值;

γ_0 ——结构重要性系数,按本规范表 1.0.9 规定的结构设计安全等级采用,对应于设计安全等级一级、二级和三级分别取 1.1、1.0 和 0.9;

γ_{Gi} ——第 i 个永久作用效应的分项系数,应按表 4.1.6 的规定采用;

S_{Gik} 、 S_{Gid} ——第 i 个永久作用效应的标准值和设计值;

γ_{Q1} ——汽车荷载效应(含汽车冲击力、离心力)的分项系数,取 $\gamma_{Q1} = 1.4$,当某个可变作用在效应组合中其值超过汽车荷载效应时,则该作用取代汽车荷载,其分项系数应采用汽车荷载的分项系数;对专为承受某作用而设置的结构或装置,设计时该作用的分项系数取与汽车荷载同值;计算人行道板和人行道栏杆的局部荷载,其分项系数也与汽车荷载取同值;

S_{Q1k} 、 S_{Q1d} ——汽车荷载效应(含汽车冲击力、离心力)的标准值和设计值;

γ_{Qj} ——在作用效应组合中除汽车荷载效应(含汽车冲击力、离心力)、风荷载外的其他第 j 个可变作用效应的分项系数,取 $\gamma_{Qj} = 1.4$,但风荷载的分项系数取 $\gamma_{Qj} = 1.1$;

S_{Qjk} 、 S_{Qjd} ——在作用效应组合中除汽车荷载效应(含汽车冲击力、离心力)外的其他第 j 个可变作用效应的标准值和设计值;

ψ_c ——在作用效应组合中除汽车荷载效应(含汽车冲击力、离心力)外的其他可变作用效应的组合系数。当永久作用与汽车荷载和人群荷载(或其他一种可变作用)组合时,人群荷载(或其他一种可变作用)的组合系数取 $\psi_c = 0.80$;当除汽车荷载(含汽车冲击力、离心力)外尚有二种其他可变作用参与组合时,其组合系数取 $\psi_c = 0.70$;尚有三种可变作用参与组合时,其组合系数取 $\psi_c = 0.60$;尚有四种及多于四种的可变作用参与组合时,取 $\psi_c = 0.50$ 。

设计弯桥时,当离心力与制动力同时参与组合时,制动力标准值或设计值按 70% 取用。

2 偶然组合。永久作用标准值效应与可变作用某种代表值效应、一种偶然作用标准偶然作用的效应分项系数取 1.0;与偶然作用同时出现的可变作用,可根据观测资料和工程经验取用适当的代表值。地震作用标准值及其表达式按现行《公路工程抗震设计规范》规定采用。

(1) 基本组合的两种表达式形式。基本组合的两种表达式形式即是《公路桥涵设计通用规范》式 (4.1.6-1) 和式 (4.1.6-2)。《公路桥涵设计通用规范》式 (4.1.6-1) 的基本参数采用标准值,再乘以分项系数;《公路桥涵设计通用规范》式 (4.1.6-2) 则以标准值乘以分项系数后的设计值来表达基本设计参数。两个表达式本质是相同的,分别出现在各类材料的《设计规范》中。

(2) 结构重要性系数 γ_0 。不同的结构类型有不同的设计安全等级,即有其不同的目标可靠指标,在计算上是以表达式中的结构重要性系数来体现的。现将不同的结构类型所对应的设计安全等级和结构重要性系数列于表 10.2.3。

表 10.2.3 设计安全等级及结构重要性系数

桥涵结构	设计安全等级	结构重要性系数 γ_0
特大桥、重要大桥	一级	1.1
大桥、中桥、重要小桥	二级	1.0
小桥、涵洞	三级	0.9

(3) 可变作用效应的组合系数 ψ_c 。现将各种作用组合的“可变作用效应的组合系数 ψ_c ”汇集在表 10.2.4 内。

表 10.2.4 可变作用效应的组合系数 ψ_c

作用组合	ψ_c
永久作用 + 汽车荷载 + 人群荷载 (或其他一种可变作用)	0.8
永久作用 + 两种可变作用 [除汽车荷载 (含汽车冲击力、离心力)]	0.7
永久作用 + 三种可变作用 [除汽车荷载 (含汽车冲击力、离心力)]	0.6
永久作用 + 四种 (及多于四种) 可变作用 [除汽车荷载 (含汽车冲击力、离心力)]	0.5

【10.2.16】作用效应的基本组合(弯矩)

条件: 已知某跨径为 17.5m 的单孔钢筋混凝土简支梁桥,其跨中截面的弯矩标准值如下:

永久作用: $191.9\text{kN}\cdot\text{m}$, 汽车荷载: $77.6\text{kN}\cdot\text{m}$, 人群荷载: $1.1\text{kN}\cdot\text{m}$ 。

要求: 进行内力组合。

【解答】

(1) 结构重要性系数 γ_0 。

根据《公路桥涵设计通用规范》第 1.0.11 条的规定,本桥在桥涵分类中属小桥。

根据《公路桥涵设计通用规范》第 1.0.9 条的规定,本桥的安全等级为三级。

根据《公路桥涵设计通用规范》第 4.1.6 条的规定,本桥的结构重要性系数 $\gamma_0 = 0.9$ 。

(2) 永久作用效应的分项系数 γ_G 。

根据《公路桥涵设计通用规范》第 4.1.6 条表 4.1.6 的规定,本桥的永久作用效应的分项系数 $\gamma_G = 1.2$ 。

(3) 汽车荷载效应的分项系数 γ_{Q1} 。根据《公路桥涵设计通用规范》第 4.1.6 条的规定,本桥的汽车荷载效应的分项系数 $\gamma_{Q1} = 1.4$ 。

(4) 人群荷载效应的分项系数 γ_{Q2} 。根据《公路桥涵设计通用规范》第 4.1.6 条的规定,本桥的人群荷载效应的分项系数 $\gamma_{Q2} = 1.4$ 。

(5) 人群荷载效应的组合系数 ψ_c 。根据《公路桥涵设计通用规范》第 4.1.6 条的规定,本桥的人群荷载效应的组合系数 $\psi_c = 0.8$ 。

(6) 基本组合 $\gamma_0 S_{ud}$ 。根据《公路桥涵设计通用规范》第 4.1.6 条式 (4.1.6-1):

$$\begin{aligned}\gamma_0 S_{ud} &= \gamma_0 \left(\sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} S_{Gik} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \psi_c \sum_{j=2}^n \gamma_{Qj} S_{Qjk} \right) \\ M &= 0.9 \times (1.2 \times 191.9 + 1.4 \times 77.6 + 0.8 \times 1.4 \times 1.1) \\ &= 0.9 \times 340.15 = 306.14 \text{ kN} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

【10.2.17】 作用效应的基本组合(剪力)

条件: 已知某简支钢筋混凝土梁桥, 计算跨径为 $L = 21.6\text{m}$, 支座承受剪力标准值为

永久作用: 157kN, 汽车荷载: 139kN, 人群荷载: 16kN。

要求: 进行内力组合。

【解答】

(1) 结构重要性系数 γ_0 。

根据《公路桥涵设计通用规范》第 1.0.11 条的规定,本桥在桥涵分类中属中桥。

根据《公路桥涵设计通用规范》第 1.0.9 条的规定,本桥的安全等级为二级。

根据《公路桥涵设计通用规范》第 4.1.6 条的规定,本桥的结构重要性系数 $\gamma_0 = 1.0$ 。

(2) 永久作用效应的分项系数 γ_G 。根据《公路桥涵设计通用规范》第 4.1.6 条表 4.1.6 的规定,本桥的永久作用效应的分项系数 $\gamma_G = 1.2$ 。

(3) 汽车荷载效应的分项系数 γ_{Q1} 。根据《公路桥涵设计通用规范》第 4.1.6 条的规定,本桥的汽车荷载效应的分项系数 $\gamma_{Q1} = 1.4$ 。

(4) 人群荷载效应的分项系数 γ_{Q2} 。根据《公路桥涵设计通用规范》第 4.1.6 条的规定,本桥的人群荷载效应的分项系数 $\gamma_{Q2} = 1.4$ 。

(5) 人群荷载效应的组合系数 ψ_c 。根据《公路桥涵设计通用规范》第 4.1.6 条的规定,本桥的人群荷载效应的组合系数 $\psi_c = 0.8$ 。

(6) 基本组合 $\gamma_0 S_{ud}$ 。根据《公路桥涵设计通用规范》第 4.1.6 条式 (4.1.6-1):

$$\begin{aligned}\gamma_0 S_{ud} &= \gamma_0 \left(\sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} S_{Gik} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \psi_c \sum_{j=2}^n \gamma_{Qj} S_{Qjk} \right) \\ V &= 1.0 \times (1.2 \times 157 + 1.4 \times 139 + 0.8 \times 1.4 \times 16) \\ &= 1.0 \times 400.9 = 400.9 \text{ kN}\end{aligned}$$

真题**【10.2.18】** (2010 年考题)

某重要大型桥梁为等高度预应力混凝土箱形截面梁结构,其设计安全等级为一级。该梁某截面的结构重力弯矩标准值为 M_g ,汽车作用的弯矩标准值为 M_k 。试问,该桥在承载能力极限状态下,其作用效应的基本组合式,应为下列何项所示?

(A) $M_{\text{设}} = 1.1 \times (1.2M_g + 1.4M_k)$

(B) $M_{\text{设}} = 1.0 \times (1.2M_g + 1.4M_k)$

(C) $M_{\text{设}} = 0.9 \times (1.2M_g + 1.4M_k)$

(D) $M_{\text{设}} = 1.1 \times (M_g + M_k)$

【答案】 (A)**【详解】**

(1) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.1.6 条,设计安全等级为一级的大桥结构重要性系数 $\gamma_0 = 1.1$,根据《公路桥涵设计通用规范》4.1.6 条 1 款,承载能力极限状态下,荷载效应(剪力)组合设计值应为式(4.1.6-2):

$$\gamma_0 S_{\text{ud}} = \gamma_0 (\gamma_G S_{\text{Gd}} + \gamma_{\text{Q1}} S_{\text{Qk}})$$

式中 γ_G ——永久作用效应分项系数,取 1.2;

γ_{Q1} ——汽车作用效应分项系数,取 1.4;

S_{Gd} ——永久作用效应标准值,用 M_g 表示;

S_{Qk} ——车荷载效应标准值,用 M_k 表示。

所以, $M_{\text{设}} = 1.1(1.2M_g + 1.4M_k)$, (A) 正确。

【简解】 大桥,一级, $\gamma_0 = 1.1$, $\gamma_G = 1.2$, $\gamma_{\text{Q1}} = 1.4$ 。

$M_{\text{设}} = 1.1(1.2M_g + 1.4M_k)$, (A) 正确。

真题**【10.2.19】** (2009 年考题)

某公路中桥,为等高度预应力混凝土箱形截面梁结构,其设计安全等级为二级。该梁某截面的自重剪力标准值为 V_g ,汽车引起的剪力标准值为 V_k 。试问,对该桥进行承载能力极限状态计算时,其作用效应的基本组合式应为下列何项所示?

(A) $V_{\text{设}} = 1.1 (1.2V_g + 1.4V_k)$

(B) $V_{\text{设}} = 1.0 (1.2V_g + 1.4V_k)$

(C) $V_{\text{设}} = 0.9 (1.2V_g + 1.4V_k)$

(D) $V_{\text{设}} = 1.0 (V_g + V_k)$

【答案】 (B)**【详解】**

(1) 根据《公路桥涵设计通用规范》表 1.0.9,中桥的设计安全等级为二级。

(2) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.1.6 条,设计安全等级二级的结构重要性系数 $\gamma_0 = 1.0$ 。

(3) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.1.6 条 1 款,承载能力极限状态下,荷载效应(剪力)组合设计值应为式(4.1.6-2):

$$\gamma_0 S_{\text{ud}} = \gamma_0 (\gamma_G S_{\text{Gd}} + \gamma_{\text{Q1}} S_{\text{Qk}})$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数,取 1.0;

γ_G ——永久作用效应分项系数，取 1.2；

γ_{Q1} ——汽车作用效应分项系数，取 1.4；

S_{Gd} ——永久作用效应标准值，用 V_g 表示；

S_{Qk} ——车荷载效应标准值，用 V_k 表示。

所以， $V_{\text{设}} = 1.0 (1.2V_g + 1.4V_k)$ ，(B) 正确。

【简解】 中桥，二级， $\gamma_0 = 1.0$ ， $\gamma_G = 1.2$ ， $\gamma_{Q1} = 1.4$ 。

$$V_{\text{设}} = 1.0 (1.2V_g + 1.4V_k)$$

真题

【10.2.20】 (2011 年考题，原题为连锁题中的一道子题，现改写成一道独立题)

某二级干线公路上一座标准跨径为 30m 的单跨简支梁桥，桥梁上部结构由 5 根各长 29.94m、高 2.0m 的预制预应力混凝土 T 形截面梁组成，如图 10.2.4 所示。

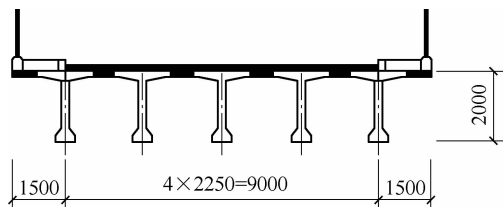


图 10.2.4

假定，桥梁主梁跨中断面的结构重力作用弯矩标准值为 M_G ，汽车作用弯矩标准值为 M_Q 、人行道人群作用弯矩标准值为 M_R 。试问，该断面承载能力极限状态下的弯矩效应组合设计值应为下列何式？

- (A) $M_d = 1.1 (1.2M_G + 1.4M_Q + 0.8 \times 1.4M_R)$
- (B) $M_d = 1.0 (1.2M_G + 1.4M_Q + 1.4M_R)$
- (C) $M_d = 1.0 (1.2M_G + 1.4M_Q + 0.8 \times 1.4M_R)$
- (D) $M_d = 1.0 (1.2M_G + 1.4M_Q + 0.7 \times 1.4M_R)$

【答案】 (C)

【详解】

(1) 根据《公路桥涵设计通用规范》表 1.0.11，30m 简支梁桥属中桥。

(2) 根据《公路桥涵设计通用规范》表 1.0.9，中桥的设计安全等级为二级。

(3) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.1.6 条，设计安全等级二级的结构重要性系数 $\gamma_0 = 1.0$ 。

(4) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.1.6 条 1 款，承载能力极限状态下，荷载弯矩效应组合设计值应为

$$M_d = \gamma_0 (\gamma_G M_G + \gamma_{Q1} M_Q + \psi_c \gamma_{Q2} M_R)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数，取 1.0；

γ_G ——重力作用分项系数，取 1.2；

γ_{Q1} ——汽车作用分项系数，取 1.4；

γ_{Qj} ——在作用组合中除汽车荷载、风荷载外的其他第 j 个可变作用效应的分项系数, 取

$$\gamma_{Qj} = 1.4;$$

ψ_c ——组合系数, 取 0.8。

$$M_d = 1.0(1.2M_G + 1.4M_Q + 0.8 \times 1.4M_R), \text{ (C) 正确。}$$

【简解】 中桥, 二级, $\gamma_0 = 1.0$ 。

$$M_d = 1.0(1.2M_G + 1.4M_Q + 0.8 \times 1.4M_R), \text{ (C) 正确。}$$

真题

【10.2.21】 (2012 年考题)

二级公路上的一座永久性桥梁, 为单孔 30m 跨径的预应力混凝土 T 形截面梁结构, 全宽 12m, 其中行车道净宽 9.0m, 两侧各附 1.5m 的人行道。横向由 5 片梁组成, 主梁计算跨径 29.16m, 中距 2.2m。结构安全等级为一级。设计汽车荷载为公路-I 级, 人群荷载为 $3.5\text{kN}/\text{m}^2$, 由计算知, 其中一片内主梁跨中截面的弯矩标准值为: 总自重弯矩 $2700\text{kN} \cdot \text{m}$, 汽车作用弯矩 $1670\text{kN} \cdot \text{m}$, 人群作用弯矩 $140\text{kN} \cdot \text{m}$ 。试问, 该片梁的作用效应基本组合的弯矩设计值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$) 与下列何项数值最为接近?

(A) 4500

(B) 5800

(C) 5700

(D) 6300

【答案】 (D)

【解答】 《公路桥涵设计通用规范》4.1.6 条 1 款规定: 永久作用的设计值效应与可变作用设计值效应的基本效应组合表达式为

$$\gamma_0 S_{ud} = \gamma_0 \left(\sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} S_{Gik} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \psi_c \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} S_{Qik} \right)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数 1.1;

γ_{Gi} ——第 i 个永久作用效应的分项系数, 取 1.2;

γ_{Qj} ——汽车作用效应的分项系数, 取 1.4;

ψ_c ——除汽车荷载效应外的其他可变作用效应的组合系数, 人群取 0.8。

$$M_{ud} = 1.1 \times (1.2 \times 2700 + 1.4 \times 1670 + 0.8 \times 1.4 \times 140) = 6308 \approx 6300\text{kN} \cdot \text{m}, \text{ (D) 正确。}$$

真题

【10.2.22】 (2005 年考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

设计安全等级为二级的某公路桥梁, 由多跨简支梁组成, 上部结构采用预应力混凝土箱形截面梁, 假定该桥主梁支点截面由全部恒荷载产生的剪力标准值 $V_{Gik} = 2000\text{kN}$, 汽车车道荷载产生的剪力标准值 $V_{Qik} = 800\text{kN}$ (已含冲击系数 $\mu = 0.2$), 步道人群产生的剪力标准值 $V_{rik} = 150\text{kN}$ 。试问, 在持久状况下按承载能力极限状态计算, 该桥主梁支点截面由恒荷载、汽车车道荷载及人群荷载共同作用产生的剪力组合设计值 V_d (kN), 应与下列何项数值最为接近?

(A) 3730

(B) 3690

(C) 4060

(D) 3920

【答案】 (B)

【详解】

(1) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.1.6 条, 设计安全等级二级的结构重要性系数 $\gamma_0 = 1.0$ 。

(2) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.1.6 条 1 款, 承载能力极限状态下, 荷载效应组合设计值应为式 (4.1.6-1):

$$\gamma_0 S_{ud} = \gamma_0 \left(\sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} S_{Gik} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \psi_c \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} S_{Qik} \right)$$

(3) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.1.6条,永久荷载分项系数 $\gamma_{Gi}=1.2$,汽车车道荷载分项系数 $\gamma_{Qi}=1.4$,人群荷载效应分项系数 $\gamma_{Qi}=1.4$,组合系数 $\psi_c=0.8$ 。

(4) 剪力组合设计值

$$\begin{aligned} V_d &= 1.0 \times (1.2 \times 2000 + 1.4 \times 800 + 0.8 \times 1.4 \times 150) \\ &= 1.0 \times (2400 + 1120 + 168) = 3688 \text{ kN}, (\text{B}) \text{ 正确。} \end{aligned}$$

【简解】 $\gamma_0=1.0$, $\gamma_{Gi}=1.2$, $\gamma_{Qi}=1.4$, $\gamma_{Qi}=1.4$, $\psi_c=0.8$,

$$V_d = 1.0 \times (1.2 \times 2000 + 1.4 \times 800 + 0.8 \times 1.4 \times 150) = 3688 \text{ kN}, (\text{B}) \text{ 正确。}$$

真题

【10.2.23】 (2007年考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

某城市附近交通繁忙的公路桥梁, 上部结构采用预应力混凝土箱形截面梁, 每孔跨径40m。假定在该桥边墩处主梁支点截面, 由全部恒荷载产生的剪力标准值 $V_{恒}=4400 \text{ kN}$, 汽车荷载产生的剪力标准值 $V_{汽}=1414 \text{ kN}$, 步道人群荷载产生的剪力标准值 $V_{人}=138 \text{ kN}$; 已知汽车冲击系数 $\mu=0.2$ 。试问, 在持久状况下按承载能力极限状态计算, 主梁支点截面由恒荷载、汽车荷载及人群荷载共同作用产生的剪力组合设计值(kN), 应与下列何项数值最为接近?

- (A) 8150 (B) 7400 (C) 6750 (D) 7980

【答案】 (A)

【详解】

(1) 根据《公路桥涵设计通用规范》表1.0.11, 40m公路桥梁属重要大桥。

(2) 根据《公路桥涵设计通用规范》表1.0.9, 城市附近交通繁忙的大桥梁属重要大桥。重要大桥的设计安全等级为一级。

(3) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.1.6条, 设计安全等级一级的结构重要性系数 $\gamma_0=1.1$ 。

(4) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.1.6条1款, 承载能力极限状态下, 荷载剪力效应组合设计值应为式(4.1.6-1):

$$V = \gamma_0 (\gamma_{G1} V_{恒} + \gamma_{Q1} V_{汽} + \varphi_c \gamma_{Qj} V_{人})$$

(5) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.1.6条, $\gamma_{G1}=1.2$, $\gamma_{Q1}=1.4$, $\gamma_{Qj}=1.4$, $\psi_c=0.8$ 。

(6) 已知: $V_{恒}=4400 \text{ kN}$, $V_{汽}=1414 \text{ kN}$, $V_{人}=138 \text{ kN}$, 所以

$$\begin{aligned} V &= 1.1 (1.2 \times 4400 + 1.4 \times 1414 + 0.8 \times 1.4 \times 138) \\ &= 1.1 (5280 + 1979.6 + 154.56) = 1.1 \times 7414.16 = 8155 \text{ kN}, (\text{A}) \text{ 正确。} \end{aligned}$$

【简解】 重要大桥, 一级, $\gamma_0=1.1$ 。

$$\gamma_{G1}=1.2, \gamma_{Q1}=1.4, \gamma_{Qj}=1.4, \psi_c=0.8。$$

$$V = 1.1 (1.2 \times 4400 + 1.4 \times 1414 + 0.8 \times 1.4 \times 138) = 8155 \text{ kN}, (\text{A}) \text{ 正确。}$$

真题

【10.2.24】 (2006年考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

某一级公路上有一座计算跨径为40m的预应力混凝土箱形截面简支梁桥。横断面布置如图10.2.5所示。该箱形截面梁桥按承载能力极限状态设计时, 假定跨中断面永久作用弯矩设

(A) 91000 (B) 93000 (C) 95000 (D) 106000

【详解】

Technical drawing of a cross-section of a roadbed. The drawing shows a symmetrical cross-section with a central roadbed and two side slopes. Dimensions are given in millimeters.

- Total width at the top: 16.25
- Width of the central roadbed: 15.25
- Width of the side slopes: 3.125 (each side)
- Height of the side slopes: 2.25
- Width of the central roadbed (divided into three equal parts): $3.75 \times 3 = 11.25$
- Height of the central roadbed: 0.18
- Total thickness of the roadbed: 0.18 (labeled as 铺装总厚度)

图 10.2.5

$$\gamma_0 S_{\text{ud}} = \gamma_0 \left(\sum_{i=1}^m S_{\text{Gid}} + S_{\text{Q1d}} + \psi_c \sum_{j=2}^n S_{\text{Qjd}} \right)$$
$$M_d = 1.1 \times (65000 + 25000 + 0.7 \times 9600) = 106392 \text{ kN} \cdot \text{m}, (\text{D}) \text{ 正确。}$$

真题

假定,上述匝道桥的边支点采用双支座(抗扭支座),梁的重力密度为 158kN/m ,汽车居中行驶,其冲击系数按 1.15 计。若双支座平均承担反力,试问,在重力和车道荷载作用时,每个支座的组合力值 R_s (kN) 与下列何项数值最为接近?

提示：反力影响线的面积：第一孔 $W_1 = +0.433L$ ；第二孔 $W_2 = -0.05L$ ；第三孔 $W_3 = +0.017L$ 。

- (A) 1147 (B) 1334 (C) 1366 (D) 1378

【答案】 (D)

根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.1条：

恒荷载： $158 \times (0.433L - 0.05L + 0.017L) = 0.4L \times 158 = 0.4 \times 25 \times 158 = 1580$

活荷载： $q_k: 10.5 \times (0.433L + 0.017L) = 118\text{kN/m}$

集中活荷载： P_k 插值为 260kN 。

根据《公路桥涵设计通用规范》4.1.6条，一级 $\gamma_0 = 1.1$ 。

$$1.1 \times [1.2 \times 1580 + 1.4 \times 1.15 \times (118 + 260)] = 2504.58 \times 1.1 = 2755.04\text{kN}$$

单个支座： $2755.04/2 = 1377.52\text{kN}$

3. 正常使用极限状态设计时的作用效应组合

(1) 车荷载不计冲击系数。

6.1.1 公路桥涵的持久状况设计应按正常使用极限状态的要求，采用作用（或荷载）的短期效应组合、长期效应组合或短期效应组合并考虑长期效应组合的影响，对构件的抗裂、裂缝宽度和挠度进行验算，并使各项计算值不超过本规范规定的各相应限值。在上述各种组合中，汽车荷载效应可不计冲击系数。

真题

【10.2.26】（2007年考题）

对某桥预应力混凝土主梁进行持久状况下正常使用极限状态验算时，需分别进行下列验算：①抗裂验算；②裂缝宽度验算；③挠度验算。试问，在这三种验算中，下列关于汽车荷载冲击力是否需要计入验算的不同选择，其中何项是全部正确的？

提示：只需定性地判断。

- (A) ①计入，②不计入，③不计入 (B) ①不计入，②不计入，③不计入
(C) ①不计入，②计入，③计入 (D) ①不计入，②不计入，③计入

【答案】 (B)

【解答】 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》6.1.1条，公路桥涵的持久状况设计应按正常作用极限状态的要求，采用作用的短期效应组合、长期效应组合对构件的抗裂、裂缝宽度和挠度进行验算，在上述各种组合中，汽车荷载效应可不计冲击系数。(B) 正确。

(2) 两种效应组合。在公路桥梁结构中，对于需要进行正常使用极限状态设计的结构，需考虑可变作用的短期效应组合和长期效应组合，其可变作用代表值采用频遇值和准永久值。

4.1.7 公路桥涵结构按正常使用极限状态设计时，应根据不同的设计要求，采用以下两种效应组合：

1 作用短期效应组合。永久作用标准值效应与可变作用频遇值效应相组合，其效应组合表达式为：

$$S_{\text{sd}} = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \sum_{j=1}^n \psi_{1j} S_{Qjk} \quad (4.1.7-1)$$

式中 S_{sd} ——作用短期效应组合设计值；

ψ_{1j} ——第 j 个可变作用效应的频遇值系数，汽车荷载（不计冲击力） $\psi_1 = 0.7$ ，人群荷载 $\psi_1 = 1.0$ ，风荷载 $\psi_1 = 0.75$ ，温度梯度作用 $\psi_1 = 0.8$ ，其他作用 $\psi_1 = 1.0$ ；

$\psi_{1j}S_{Qjk}$ ——第 j 个可变作用效应的频遇值。

2 作用长期效应组合。永久作用标准值效应与可变作用准永久值效应相组合，其效应组合表达式为：

$$S_{ld} = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} S_{Qjk} \quad (4.1.7-2)$$

式中 S_{ld} ——作用长期效应组合设计值；

ψ_{2j} ——第 j 个可变作用效应的准永久值系数，汽车荷载（不计冲击力） $\psi_2 = 0.4$ ，人群荷载 $\psi_2 = 0.4$ ，风荷载 $\psi_2 = 0.75$ ，温度梯度作用 $\psi_2 = 0.8$ ，其他作用 $\psi_2 = 1.0$ ；

$\psi_{2j}S_{Qjk}$ ——第 j 个可变作用效应的准永久值。

现将各种作用类别的“可变作用效应的频遇值系数和准永久值系数”汇集于表 10.2.5 内。

表 10.2.5 可变作用效应频遇值系数和准永久值系数

作用类别	频遇值系数 ψ_1	准永久值系数 ψ_2
汽车荷载（不计冲击力）	0.7	0.4
人群荷载	1.0	0.4
风荷载	0.75	0.75
温度梯度作用	0.8	0.8
其他作用	1.0	1.0

【10.2.27】跨中截面短期效应弯矩组合设计值 M_{sd} 、长期效应弯矩组合设计值 M_{ld}

条件：Ⅱ级公路，标准跨径 20m 的简支桥梁，跨中截面的弯矩标准值：永久作用 $S_{Gk} = 200\text{kN}$ ，汽车荷载（含汽车冲击力） $S_{Q1k} = 100\text{kN}$ ，人群荷载 $S_{Q2k} = 2.0\text{kN} \cdot \text{m}$ 。冲击系数 $\mu = 0.20$ 。

要求：求短期效应组合设计值 M_{sd} 、长期效应组合设计值 M_{ld} 。

【解答】（1）短期效应组合 M_{sd} 。

根据《公路桥涵设计通用规范》4.1.7 条：汽车荷载 $\psi_1 = 0.7$ ，人群荷载 $\psi_1 = 1.0$ 。

$$S_{sd} = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \sum_{j=1}^n \psi_{1j} S_{Qjk}$$

根据《公路桥涵设计通用规范》式 (4.1.7-1)：

$$M_{sd} = 2400 + 0.7 \times \frac{100}{1 + 0.20} + 1.0 \times 2.0 = 260.3\text{kN} \cdot \text{m}$$

（2）长期效应组合 M_{ld}

根据《公路桥涵设计通用规范》4.1.7 条：汽车荷载 $\psi_2 = 0.4$ ，人群荷载 $\psi_2 = 0.4$ 。

$$S_{ld} = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} S_{Gjk}$$

根据《公路桥涵设计通用规范》式 (4.1.7-2):

$$M_{ld} = 200 + 0.4 \times \frac{100}{1 + 0.20} + 0.4 \times 2.0 = 260.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

【10.2.28】 支座截面短期效应组合剪力设计值 V_{sd} 、长期效应组合剪力设计值 V_{ld}

条件: 某 II 级公路, 多跨简支梁桥, 标准跨径 20m, 支座剪力标准值: 永久作用 $V_{Gk} = 200 \text{ kN}$, 汽车荷载 (含冲击系数 0.20) 作用 $V_{Q1k} = 100 \text{ kN}$, 人群荷载作用 $V_{Q2k} = 20 \text{ kN}$ 。

要求: 支座截面短期效应组合设计值 V_{sd} 、长期效应组合设计值 V_{ld} 。

【解答】 (1) 短期效应组合 V_{sd}

根据《公路桥涵设计通用规范》4.1.7 条 1 款: 汽车荷载 $\psi_1 = 0.7$, 人群荷载 $\psi_1 = 1.0$ 。

$$S_{sd} = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \sum_{j=1}^n \psi_{1j} S_{Gjk}$$

根据《公路桥涵设计通用规范》式 (4.1.7-1):

$$V_{sd} = 200 + 0.7 \times \frac{100}{1 + 0.20} + 1.0 \times 20 = 278.3 \text{ kN}$$

(2) 长期效应组合 M_{ld} 。

根据《公路桥涵设计通用规范》4.1.7 条 2 款: 汽车荷载 $\psi_2 = 0.4$, 人群荷载 $\psi_2 = 0.4$ 。

$$S_{ld} = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} S_{Gjk}$$

根据《公路桥涵设计通用规范》式 (4.1.7-2):

$$V_{ld} = 200 + 0.4 \times \frac{100}{1 + 0.20} + 0.4 \times 20 = 241.3 \text{ kN}$$

真题

【10.2.29】 (2007 年考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

某城市附近交通繁忙的公路桥梁, 上部结构采用预应力混凝土箱形截面梁, 假定在该桥主梁某一跨中最大弯矩截面, 由全部恒荷载产生的弯矩标准值 $M_{Gik} = 43000 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 汽车荷载产生的弯矩标准值 $M_{Q1k} = 14700 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (已计入冲击系数 $\mu = 0.2$), 人群荷载产生的弯矩标准值 $M_{Q2k} = 1300 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。当对该主梁按全预应力混凝土构件设计时, 试问, 按正常使用极限状态设计进行主梁正截面抗裂验算时, 所采用的弯矩组合设计值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$) (不计预加力作用), 应与下列何项数值最为接近?

(A) 59000

(B) 52800

(C) 54600

(D) 56500

【答案】 (B)

【详解】

(1) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》6.1.1 条和 6.3.1 条, 正截面抗裂应对正截面混凝土的拉应力进行验算, 对全预应力混凝土构件采用荷载短期效应组合。

(2) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.1.7 条 1 款, 正常使用极限状态下, 荷载短期效应组合设计值应为式 (4.1.7-1):

$$S_{sd} = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \sum_{j=1}^n \psi_{1j} S_{Qjk}$$

(3) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.1.7条1款,得频遇值系数。

汽车荷载: $\psi_{1汽} = 0.7$, 且不计汽车冲击力。

人群荷载: $\psi_{1人} = 1.0$ 。

(4) 正截面抗裂验算时所采用的弯矩组合设计值

$$\begin{aligned} M &= 43000 + 0.7 \times (14700/1.2) + 1.0 \times 1300 \\ &= 43000 + 8575 + 1300 = 52875 \text{ kN} \cdot \text{m}, (\text{B}) \text{ 正确。} \end{aligned}$$

【简解】 $\psi_{1人} = 1.0$, 且不计汽车冲击力, $\psi_{1汽} = 0.7$ 。

$$M = 43000 + 0.7 \times (14700/1.2) + 1.0 \times 1300 = 52875 \text{ kN} \cdot \text{m}, (\text{B}) \text{ 正确。}$$

三、城市桥梁的作用（荷载）

《城市桥梁设计规范》中对城市桥梁设计荷载作了详细的规定。城市桥梁的作用（荷载）与公路桥梁作用（荷载）为什么有不同之处,《城市桥梁设计规范》10.0.2条的“条文说明”对此有说明。

10.0.2 《公路桥涵设计通用规范》中车辆荷载的标准值,车辆总重 550kN,轴重分别为 30kN、120kN、120kN、140kN、140kN。……根据北京、天津、上海等城市相关部门提供的资料表明,尚有一定数量总量超过 550kN、轴重超过 140kN 的重型车辆频繁行驶在城区道路上。鉴于此本规范规定城市—A 级、城市—B 级的车道荷载的计算图式、标准值与现行公路荷载标准中公路—I 级、公路—II 级的车道荷载计算图式、标准值相同。而城市—A 级的车辆荷载则采用原《城市桥梁设计荷载标准》CJJ77—98 中的城—A 级车辆荷载,城市—B 级的车辆荷载采用公路荷载标准中的车辆荷载。

《城市桥梁设计规范》10.0.1 条规定:

10.0.1 桥梁设计采用的作用应按永久作用、可变作用、偶然作用分类。除可变作用中的设计汽车荷载与人群荷载外,作用与作用效应组合均应按现行行业标准《公路桥涵设计通用规范》JTG D60 的有关规定执行。

本节对《城市桥梁设计规范》的可变荷载（汽车荷载与人群荷载）进行介绍。

（一）汽车荷载

《城市桥梁设计规范》10.0.2 条 1 款规定:“汽车荷载应分为城—A 级和城—B 级两个等级。”前者对应于快速路及主干路,后者对应于次干路及支路。

《城市桥梁设计规范》10.0.2 条 2 款规定:“汽车荷载应由车道荷载和车辆荷载组成。车道荷载应由均布荷载和集中荷载组成。桥梁结构的整体计算应采用车道荷载,桥梁结构的局部加载、桥台和挡土墙压力等的计算应采用车辆荷载。车道荷载与车辆荷载的作用不得叠加。”

桥梁的横隔梁、行车道板、桥台或挡土墙后土压力的计算应采用车辆荷载。桥梁的主梁、主拱和主桁架等的计算应采用车道荷载。

当进行桥梁结构计算时不得将车辆荷载和车道荷载的作用叠加。

1. 车辆荷载

（1）城—A 级标准载重汽车

城—A 级标准载重汽车采用五轴式货车加载,总重 700kN,前后轴距为 18.0m,行车限界横向宽度为 3.0m,《城市桥梁设计规范》10.0.2 条 4 款 1) 项讲述了城—A 级车辆荷载的立

面、平面布置及标准值。

10.0.2 4

1) 城—A 级车辆荷载的立面、平面、横桥向布置 (图 10.0.2-2) 及标准值应符合表 10.0.2 的规定:

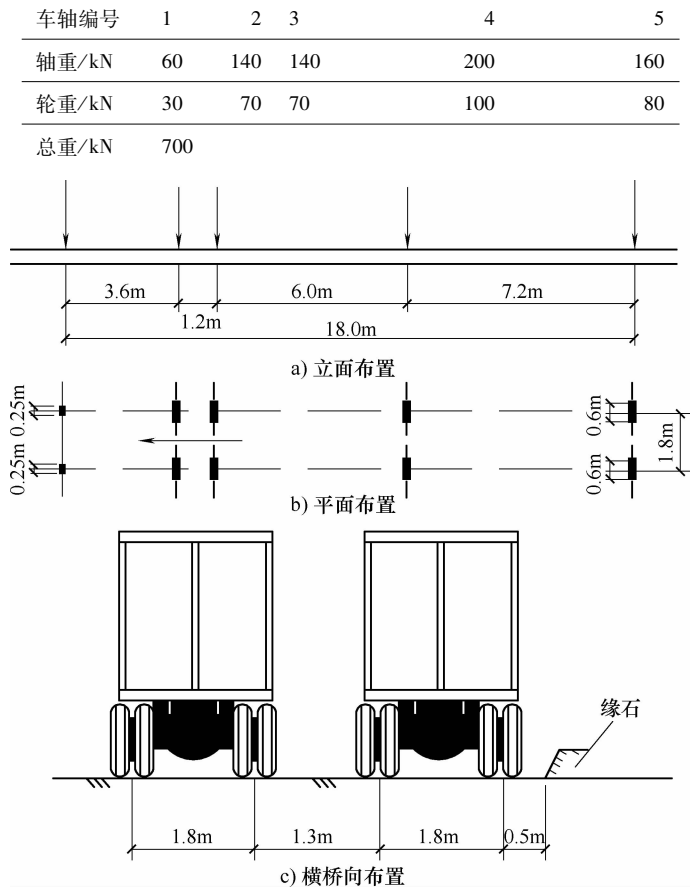


图 10.0.2 城—A 级车辆荷载立面、平面、横桥向布置

表 10.0.2 城—A 级车辆荷载

车 轴 编 号	单 位	1	2	3	4	5
轴 重	kN	60	140	140	200	160
轮 重	kN	30	70	70	100	80
纵向轴距	m		3.6	1.2	6	7.2
每组车轮的横向中距	m	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8
车轮着地的宽度×长度	m	0.25×0.25	0.6×0.25	0.6×0.25	0.6×0.25	0.6×0.25

(2) 城—B 级标准载重汽车

城—B 级标准载重汽车采用五轴式货车加载, 总重 550kN, 前后轴距为 12.8m, 车轮的横向中距 1.8m, 《城市桥梁设计规范》10.0.2 条 4 款 2) 项讲述了城—B 级车辆荷载的立面、平面布置及标准值。

10.0.2 4

2) 城—B 级车辆荷载的立面、平面布置及标准值应采用现行行业标准《公路桥涵设计通用规范》JTG D60 车辆荷载的规定值。

《公路桥涵设计通用规范》4.3.1 条讲述了城—B 级车辆荷载立面、平面、横桥向布置和主要技术指标。

4.3.1

5 车辆荷载的立面、平面尺寸见图 4.3.1-2, 主要技术指标规定于表 4.3.1-2。

公路—I 级和公路—II 级汽车荷载采用相同的车辆荷载标准值。

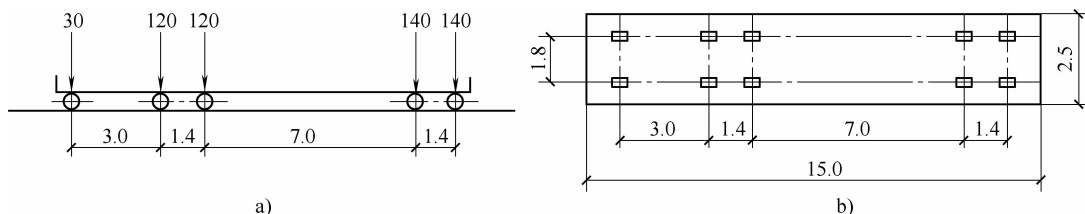


图 4.3.1-2 车辆荷载的立面、平面尺寸 (图中尺寸单位为 m, 荷载单位为 kN)

a) 立面布置 b) 平面布置

表 4.3.1-2 车辆荷载的主要技术指标

项 目	单位	技 术 指 标	项 目	单位	技 术 指 标
车辆重力标准值	kN	550	轮距	m	1.8
前轴重力标准值	kN	30	前轮着地宽度及长度	m	0.3 × 0.2
中轴重力标准值	kN	2 × 120	中、后轮着地宽度及长度	m	0.6 × 0.2
后轴重力标准值	kN	2 × 140	车辆外形尺寸 (长 × 宽)	m	15 × 2.5
轴距	m	3 + 1.4 + 7 + 1.4			

2. 车道荷载

车道荷载应按均布荷载加一个集中荷载计算。均布荷载和集中荷载的确定应符合《城市桥梁设计规范》10.0.2 条 3 款规定:

10.0.2

3 车道荷载的计算 (图 10.0.2-1) 应符合下列规定:

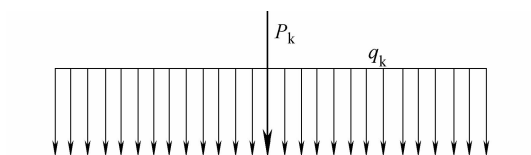


图 10.0.2-1 车道荷载

- 1) 城—A 级车道荷载的均布荷载标准值 (q_k) 应为 10.5kN/m。集中荷载标准值 (P_k) 的选取: 当桥梁计算跨径小于或等于 5m 时, $P_k = 180\text{kN}$; 当桥梁计算跨径等于或大于 50m 时, $P_k = 360\text{kN}$; 当桥梁计算跨径在 5~50m 之间时, P_k 值应采用直线内插求得。
当计算剪力效应时, 集中荷载标准值 (P_k) 应乘以 1.2 的系数。
- 2) 城—B 级车道荷载的均布荷载标准值 (q_k) 和集中荷载标准值 (P_k) 应按城—A 级车道荷载的 75% 采用。
- 3) 车道荷载的均布荷载标准值应满布于使结构产生最不利效应的同号影响线上; 集中荷载标准值应只作用于相应影响线中一个最大影响线的峰值处。

上述内容表明《城市桥梁设计规范》规定城市—A 级、城市—B 级的车道荷载的计算图式、标准值与《公路桥涵设计通用规范》中公路—I 级、公路—II 级的车道荷载计算图式、标准值相同。《城市桥梁设计规范》还规定:

- 10.0.2
- 5 车道荷载横向分布系数、多车道的横向折减系数、大跨径桥梁的纵向折减系数、汽车荷载的冲击力、离心力、制动力及车辆荷载在桥台或挡土墙后填土的破坏棱体上引起的土侧压力等均应按现行行业标准《公路桥涵设计通用规范》JTG D60 的规定计算。

3. 汽车荷载等级的选用
《城市桥梁设计规范》规定:

10.0.3 应根据道路的功能、等级和发展要求等具体情况选用设计汽车荷载。桥梁的设计汽车荷载应根据表 10.0.3 选用, 并应符合下列规定:

表 10.0.3 桥梁设计汽车荷载等级

城市道路等级	快速路	主干路	次干路	支路
设计汽车荷载等级	城—A 级或城—B 级	城—A 级	城—A 级或城—B 级	城—B 级

- 1 快速路、次干路上如重型车辆行驶频繁时, 设计汽车荷载应选用城—A 级汽车荷载。
- 2 小城市中的支路上如重型车辆较少时, 设计汽车荷载采用城—B 级车道荷载的效应乘以 0.8 折减系数, 车辆荷载的效应乘以 0.7 的折减系数。
- 3 小型车专用道路, 设计汽车荷载可采用城—B 级车道荷载的效应乘以 0.6 的折减系数, 车辆荷载的效应乘以 0.5 的折减系数。

(二) 人群荷载
《城市桥梁设计规范》对人群荷载的规定:

- 10.0.5 桥梁人行道的的设计人群荷载应符合下列规定:
- 1 人行道板的人群荷载按 5kPa 或 1.5kN 的竖向集中力作用在一块构件上, 分别计算, 取其不利者。

2 梁、桁架、拱及其他大跨结构的人群荷载 (W) 可采用下列公式计算, 且 W 值在任何情况下不得小于 2.4kPa 。

当加载长度 $L < 20\text{m}$ 时:

$$W = 4.5 \times \frac{20 - w_p}{20} \quad (10.0.5-1)$$

当加载长度 $L \geq 20\text{m}$ 时:

$$W = \left(4.5 - 2 \times \frac{L - 20}{80} \right) \left(\frac{20 - w_p}{20} \right) \quad (10.0.5-2)$$

式中 W ——单位面积的人群荷载, (kPa);

L ——加载长度, (m);

w_p ——单边人行道宽度, (m); 在专用非机动车桥上为 $1/2$ 桥宽, 大于 4m 时仍按 4m 计。

10.0.7 作用在桥上人行道栏杆扶手上竖向荷载应为 1.2kN/m ; 水平向外荷载应为 2.5kN/m 。两者应分别计算。

【10.2.30】 (2013 年考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

某城市快速路上的一座立交匝道桥, 其中一段为四孔各 30m 的简支梁桥, 其总体布置如图 10.2.6 所示。单向双车道, 桥梁总宽 9.0m , 其中行车道净宽度为 8.0m 。

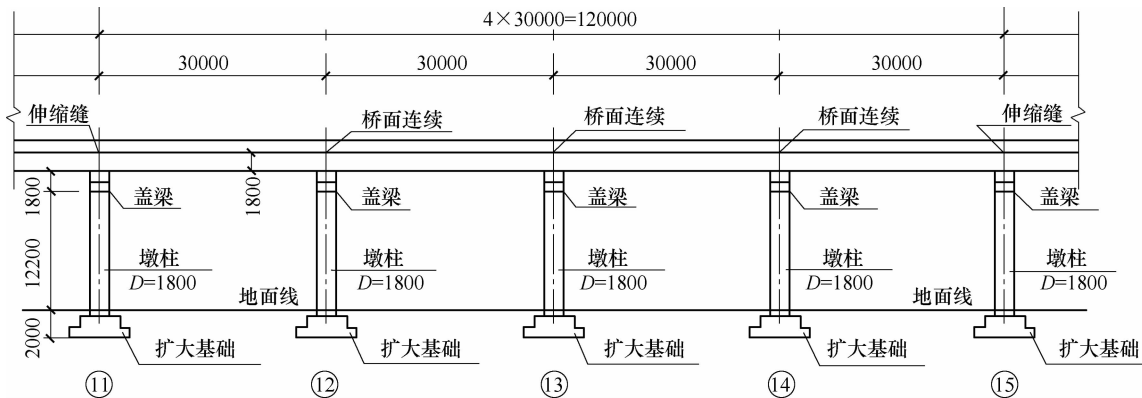


图 10.2.6

该桥主梁的计算跨径为 29.4m , 冲击系数的 $\mu = 0.25$ 。试问, 该桥主梁支点截面在城-A 级汽车荷载作用下的剪力标准值 (kN) 与下列何项数值最为接近?

提示: 不考虑活载横向不均匀因素。

- (A) 620 (B) 990 (C) 1090 (D) 1220

【答案】 (D)

【详解】 根据《城市桥规》第 10.0.2 条, 主梁截面剪力效应应采用车道荷载, 并计及汽车的冲击作用, 计算简图与影响线见图 10.2.7。

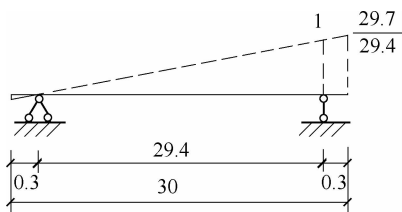


图 10.2.7 计算简图与影响线

$$q_k = 10.5 \text{ kN/m}, P_k = 180 + \frac{29.4 - 5}{50 - 5} \times (360 - 180) = 278 \text{ kN}$$

$\mu = 0.25$ ，且集中荷载的剪力增大系数为 1.2。

$$\begin{aligned} V &= \left[\left(\frac{1}{2} \times 10.5 \times 29.7 \times \frac{29.7}{29.4} + 1.2 \times 278 \right) \times (1 + 0.25) \right] \times 2 \\ &= (157.52 + 333.6) \times 1.25 \times 2 \\ &= 613.9 \times 2 = 1227.8 \text{ kN} \approx 1220 \text{ kN} \end{aligned}$$

所以正确答案为 (D)。

第十一章 板桥和梁桥

第一节 板桥和车道板

一、概述

(一) 梁式桥的分类

(1) 按照混凝土梁式桥的静力特性，可分为简支梁桥和连续梁桥。

1) 简支梁桥属静定结构（图 11.1.1），结构简单，施工方便，对地基承载能力的要求不高，但只能用于中小跨径（50m 以下）的桥梁。

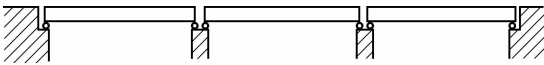


图 11.1.1 简支梁桥

2) 连续梁桥（图 11.1.2）属超静定结构，对地基的要求较高。随着预应力混凝土的广泛使用，连续梁桥得到了广泛的应用。

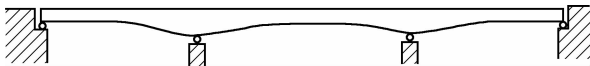


图 11.1.2 连续梁桥

(2) 按承重结构的横截面形式，混凝土梁式桥分为板桥、肋形梁桥和箱形截面梁桥。

1) 板桥承重结构的横截面如图 11.1.3 所示，其主要特点是构造简单，施工方便。



图 11.1.3 混凝土板桥典型截面

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》对其适用范围作了规定：

9.2.1 钢筋混凝土简支板桥的标准跨径不宜大于 13m；连续板桥的标准跨径不宜大于 16m。 预应力混凝土简支板桥的标准跨径不宜大于 25m；连续板桥的标准跨径不宜大于 30m。

2) 肋形梁桥（图 11.1.4）的横截面呈一个或几个 T 形、I 形截面，中等跨径的简支梁桥通常都采用肋梁桥。

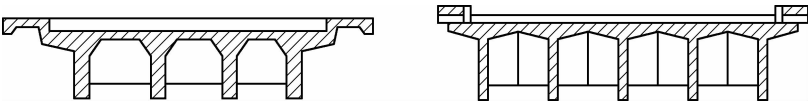


图 11.1.4 混凝土肋形梁桥典型截面

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》对其适用范围作了规定：

9.3.1 钢筋混凝土 T 形、I 形截面简支梁标准跨径不宜大于 16m，预应力混凝土 T 形、I 形截面简支梁标准跨径不宜大于 50m。

3) 箱形截面梁桥（图 11.1.5）的横截面呈一个或几个封闭的箱形，提供了能承受正、负弯矩的足够的混凝土受压区，抗弯、抗扭能力强，因而更适用于较大跨径的悬臂体系和连续体系梁桥。

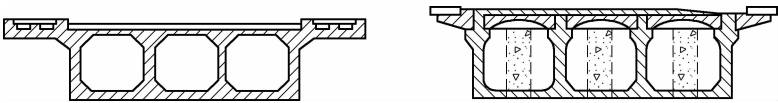


图 11.1.5 混凝土箱形梁桥典型截面

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》对其适用范围作了规定：

9.3.1 钢筋混凝土箱形截面简支梁标准跨径不宜大于 25m，钢筋混凝土箱形截面连续梁标准跨径不宜大于 30m。

（二）车道板的分类

1. 整体式梁桥的车道板

图 11.1.6 列出常用整体式梁桥的横截面，既有肋形梁桥，亦有箱形截面梁桥。

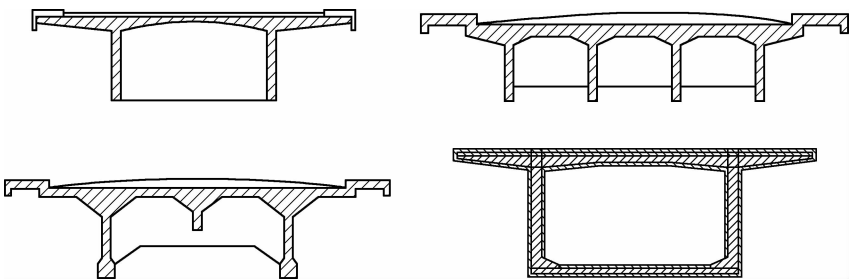


图 11.1.6 常用的整体式梁桥

整体式梁桥均由主梁、横隔梁和桥面板组成梁格体系。混凝土梁桥的行车道板（也称桥面板）直接承受车辆荷载，桥面板与主梁的梁肋和横隔梁连接在一起，这样既保证了主梁的整体作用，又将车辆荷载传给主梁。图 11.1.7 列出了整体式梁桥的桥面梁格体系。从图可以看到整体式梁桥的行车道板都是周边支承板。

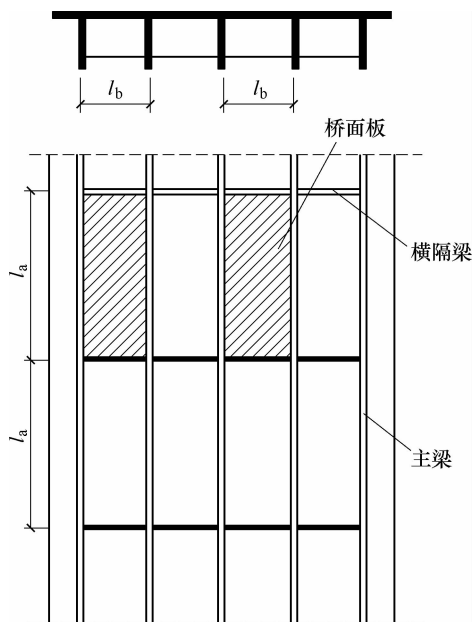


图 11.1.7 整体式梁桥的桥面梁格体系

2. 装配式梁桥的车道板

图 11.1.8 所示为一个典型的装配式简支梁桥的构造布置。上部构造由主梁、横隔梁、桥面板、桥面系等部分组成。主梁是桥梁的主要承重结构；横隔梁保证各根主梁相互连成整体，以提高桥梁的整体刚度；主梁的上翼缘构成桥面板，组成行车（人）平面，承受车辆（人群）

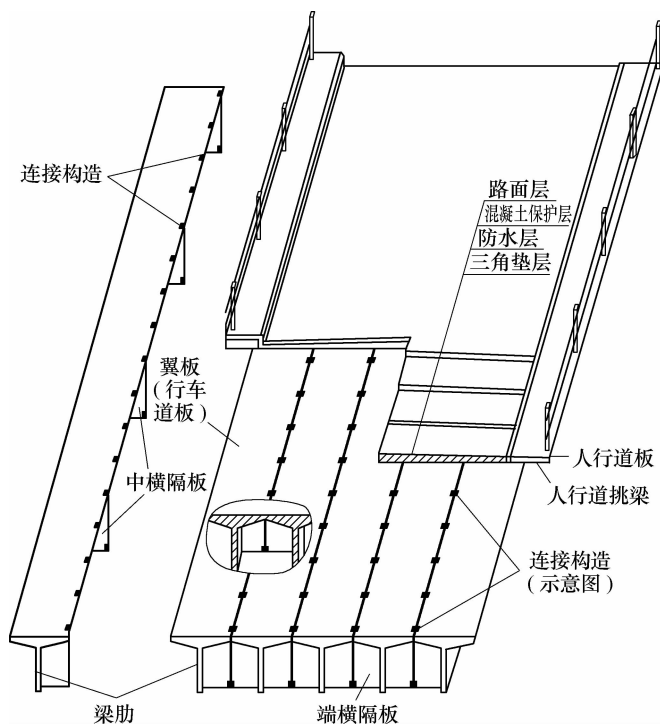


图 11.1.8 装配式简支梁桥概貌

荷载的作用。相邻翼缘板板端互相之间的连接接头有三种做法：①刚性接头；②铰接缝；③自由边。

(1) 刚性接头：既可以承受弯矩，也可以承受剪力，如图 11.1.9 所示。

图 11.1.9a 为在铺装层内配置受力钢筋，并将翼缘板内预留的横向钢筋伸出和梁肋顶上增设 Π 形钢筋锚固于铺装层中；图 11.1.9b 为翼板用钢板连接，接缝处铺装混凝土内放置上、下两层钢筋网。

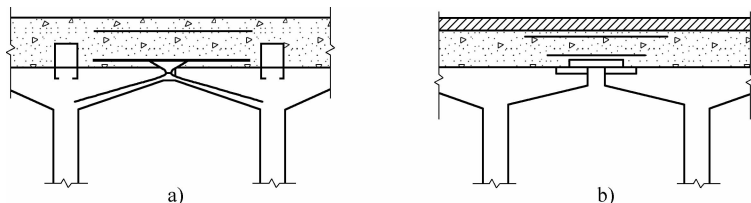


图 11.1.9 装配式桥面板刚性接头钢筋布置

(2) 铰接头：只能承受剪力，如图 11.1.10 所示。

图 11.1.10a 为钢板铰接头；图 11.1.10b 为企口式铰接头；图 11.1.10c 为企口式焊接接头。

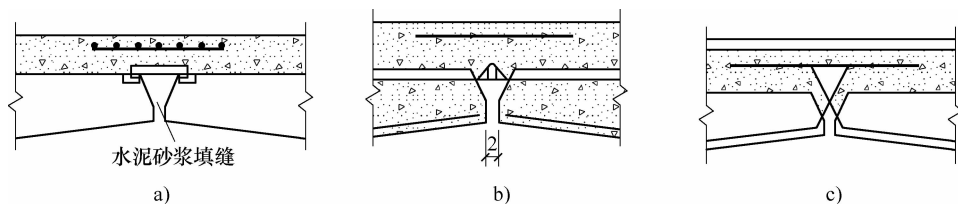


图 11.1.10 装配式桥面板铰接头

相邻翼缘板板端不同的构造做法，形成不同的计算简图。

(1) 相邻翼缘板板端互相做成刚性接头，行车道板实际为四边支承的板。

(2) 翼缘板的边缘是自由边，行车道板实际为三边支承的板。可把其看作像边梁外侧的翼缘板一样，作为沿短跨一端嵌固而另一端为自由端的悬臂板进行计算。

(3) 相邻翼缘板板端互相做成铰接缝，行车道板应按一端嵌固，另一端铰接的悬臂板进行计算。

本节主要讨论板桥和车道板的计算和构造问题。

二、简支板桥

整体式矩形实心简支板桥如图 11.1.11 所示，这种板桥是小跨径梁桥中最常用的桥型之一，因它具有以下的优点，故久用不衰。

(1) 建筑高度小，适用于桥下净空受限制的桥梁。与其他类型的桥梁相比，可以降低桥头引道路堤高度和缩短引道长度。

(2) 外形简单，制作方便，既便于采用土模技术，又便于进行工厂化成批生产。做成装配式板桥的预制构件时，重量不大，架设方便。

(3) 无需专门配置抗剪钢筋，而只需按构造要求使部分主筋弯起，因而施工方法简单，

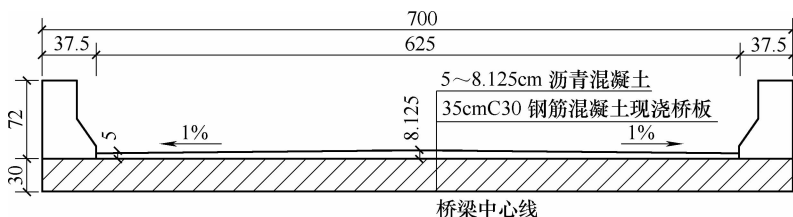


图 11.1.11 整体式矩形实心简支板桥（尺寸单位：cm）

模板和钢筋工程量都较省。

(4) 对于高等级公路和城市立交工程，板桥（尤其是整体式板桥）又以极易满足斜、弯、坡以及 S 形、喇叭形等特殊要求而受到重视。

板桥的主要缺点是跨径不宜过大。板桥跨径超过一定限制时，截面便要显著增高，从而导致自重过大，截面材料使用上的不经济，使上述建筑高度小的优点也因之被抵消。

（一）板桥的受力特点

(1) 在均布恒荷载作用下，桥跨板基本处于单向受力状态，其跨中截面单位宽度上的弯矩 M_x 可像简支梁跨中弯矩那样进行确定，而与之正交截面单位宽度上的弯矩 M_y 比弯矩 M_x 小得多。

(2) 当车轮荷载作用在板中时，桥跨板处于双向受力状态。其跨中截面弯矩 M_x 沿板横向（ y 轴方向）是非均匀分布的，如图 11.1.12 所示， M_x 随着距荷载作用点的距离增加而减小。而横向弯矩 M_y 虽大于均布荷载作用下的该值，但与 M_x 相比仍然很小。

(3) 当车轮荷载作用在自由边附近时， M_x 和 M_y 的分布规律与荷载作用在板中类似，但 M_x 数值较大，而 M_y 值较小。

根据上述受力特点，实际工程中整体式正交板桥通常采用更为实用的简化计算方法确定其内力，如荷载有效分布法。该法假定车轮荷载引起的跨中弯矩 M_x 由板的有效折算宽度来承担，认为车轮荷载沿板横向（ y 轴方向）是均匀分布在有效折算宽度内。由此计算出单位板宽度上的弯矩，最终确定单位板宽度上的受力钢筋数量。下一段即讨论此内容。

（二）板桥的构造

整体式正交简支板桥的板厚通常取跨径的 $1/20 \sim 1/15$ ，但不宜小于 10cm。

其配筋应与受力特点吻合。因此，除纵向受力主筋需通过计算确定外，还需布置一定数量的横向钢筋以承受车轮荷载引起的横向弯矩 M_y （可通过计算确定）和防止混凝土收缩及温度变化引起的裂缝。

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》规定：

9.2.3 行车道板内主钢筋直径不应小于 10mm。在简支板跨中和连续板支点处，板内主钢筋间距不应大于 200mm。

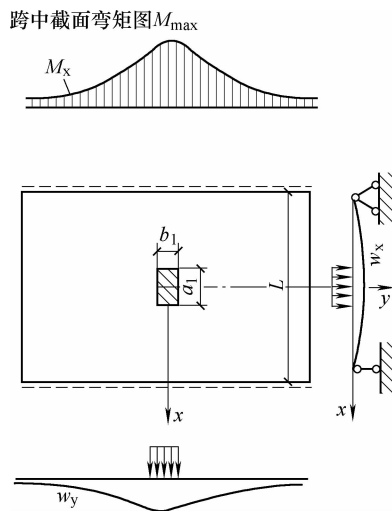


图 11.1.12 板中弯矩的分布

- 9.2.4 行车道板内主钢筋可在沿板高中心纵轴线的 $1/4 \sim 1/6$ 计算跨径处按 $30^\circ \sim 45^\circ$ 弯起。通过支点的不弯起的主钢筋，每米板宽内不应少于三根，并不应少于主钢筋截面面积的 $1/4$ 。
- 9.2.5 行车道板内应设置垂直于主钢筋的分布钢筋。分布钢筋设在主钢筋的内侧，其直径不应小于 8mm ，间距不应大于 200mm ，截面面积不宜小于板的截面面积的 0.1% 。在主钢筋的弯折处，应布置分布钢筋。

图 11.1.13 所示为整体式简支板桥构造的案例。该板桥的标准跨径 6m 、桥面净宽 7.5m 、两边有 0.25m 的安全带，计算跨径为 5.69m ，板厚 32cm ，约为跨径的 $1/18$ 。纵向主筋直径为 20mm ，在中间 $2/3$ 的板宽内间距为 125cm ，其余两侧的间距为 11cm 。主筋在跨径两端 $1/4 \sim 1/6$ 的范围内呈 30° 弯起，分布钢筋按单位板宽上主筋面积的 15% 配置，直径为 10mm ，间距为 20cm 。

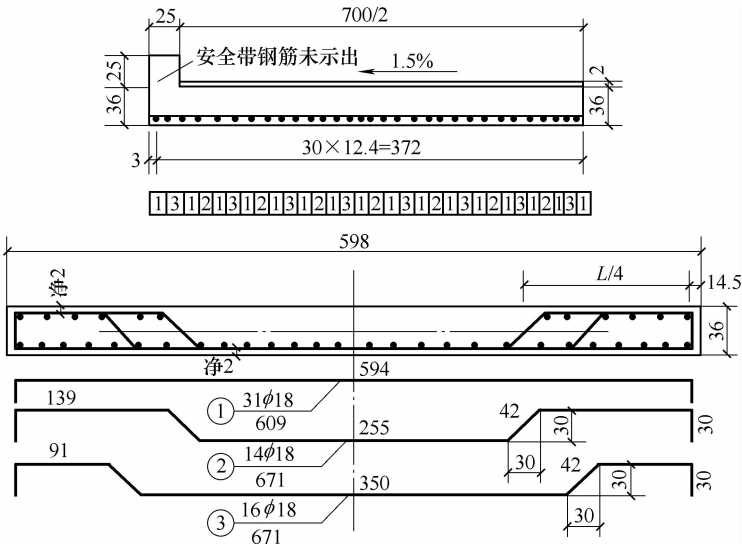


图 11.1.13 正交板桥的构造 (单位: cm)

在整体式钢筋混凝土板桥中，靠两侧边缘约 $1/6$ 板宽范围内的主钢筋，通常要比中间板带部分密一些，一般增加 15% (图 11.1.14)。这是因为当车辆荷载靠近板边时，参与受力的板宽 (荷载有效分布宽度) 要比中间的小一些。对于承受重荷的宽桥，当荷载作用在板的两侧边缘时，板中部将产生负弯矩，因此还必须在板的顶部配置适量的横向钢筋。

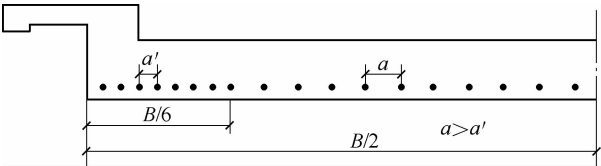


图 11.1.14 钢筋混凝土整体式板桥的配筋

(三) 板的荷载有效分布宽度

1. 车轮荷载在板上的分布

作用在桥面上的车轮压力，通过桥面铺装层扩散分布在钢筋混凝土板面上，车轮与桥面的接触面实际上接近于椭圆，荷载要通过铺装层扩散分布，可见车轮压力在桥面板上的实际分布形状是很复杂的。

通常近似地把车轮与桥面的接触面看成是 $a_2 \times b_2$ 的矩形面积，此处 a_2 是车轮垂直于板跨径方向的着地长度， b_2 为车轮平行于板跨径方向着地的宽度，如图 11.1.15 所示。 a_2 和 b_2 值可从《公路桥涵设计通用规范》表 4.3.1-2 中查得。荷载在铺装层内的扩散程度，对于混凝土或沥青面层可偏安全地假定呈 45° 角扩散。

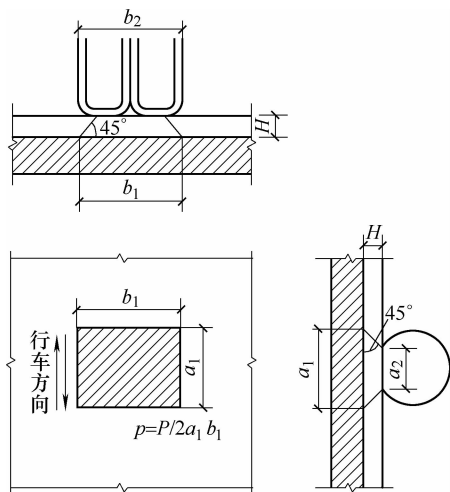


图 11.1.15 车辆荷载在板面上的分布

因此，作用于钢筋混凝土承重板上荷载分布的矩形压力面的宽度为

$$\left. \begin{array}{l} \text{垂直于板跨径方向 } a_1 = a_2 + 2H \\ \text{平行于板跨径方向 } b_1 = b_2 + 2H \end{array} \right\} \quad (11.1.1)$$

式中 H ——铺装层的厚度。

应取车辆荷载的后轮作为计算荷载作用于桥面板上，其局部分布的荷载强度为

$$p = \frac{\frac{P}{2}}{a_1 b_1} = \frac{P}{2a_1 b_1} \quad (11.1.2)$$

式中 P ——车辆荷载的轴重。

2. 板的有效工作宽度

桥面板在局部分布荷载的作用下，不仅直接承压部分（承压面为 $a_1 \times b_1$ ）的板带参与工作，而且与其相邻的部分板带也分担一部分荷载。因此，在桥面板荷载的计算中，需确定板的有效工作宽度（也称荷载有效分布宽度）。

单向板的受力状态如图 11.1.16 所示，跨径为 l 的单向板，其上作用以 $a_1 \times b_1$ 为分布面积的荷载，板在计算跨径 x 方向和垂直于计算跨径的 y 方向分别产生挠曲变形 w_x 和 w_y ，板条沿 y 方向单位宽度所分担弯矩 m_x (kN·m/m) 呈菱形分布，在荷载中心处，板条负担的弯矩最大（其值为 $m_{x,\max}$ ），离荷载越远的板条所承受的弯矩越小。

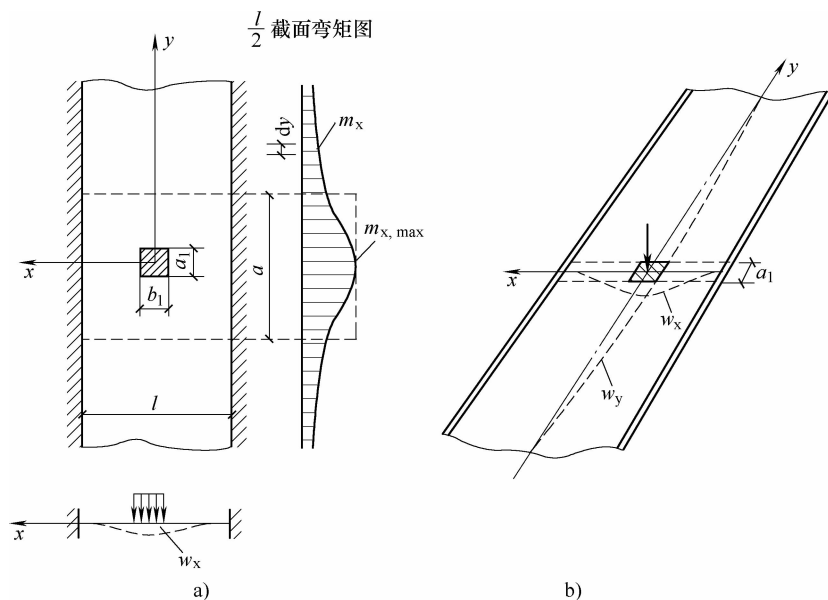


图 11.1.16 单向板的跨中截面弯矩分布

如果以 $a \times m_{x,\max}$ 的矩形面积等代曲线图形面积, 即

$$a \times m_{x,\max} = \int m_x dy = M$$

则得弯矩图的换算宽度 (荷载的有效工作宽度) 为

$$a = \frac{M}{m_{x,\max}} \quad (11.1.3)$$

式中 a ——板的有效分布宽度;

M ——车轮荷载产生的跨中总弯矩;

$m_{x,\max}$ ——荷载中心处的最大单宽弯矩值 (单位: $\text{kN} \cdot \text{m/m}$)。

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》对板的荷载有效分布宽度规定如下。

4.1.3 计算整体单向板时, 通过车轮传递到板上的荷载分布宽度应按下列规定计算:

1 平行于板的跨径方向的荷载分布宽度

$$b = b_1 + 2h \quad (4.1.3-1)$$

2 垂直于板的跨径方向的荷载分布宽度

1) 单个车轮在板的跨径中部时

$$a = (a_1 + 2h) + \frac{l}{3} \geq \frac{2}{3}l \quad (4.1.3-2)$$

2) 多个相同车轮在板的跨径中部时, 当各单个车轮按公式 (4.1.3-2) 计算的荷载分布宽度有重叠时

$$a = (a_1 + 2h) + d + \frac{l}{3} \geq \frac{2}{3}l + d \quad (4.1.3-3)$$

3) 车轮在板的支承处时

$$a = (a_1 + 2h) + t \quad (4.1.3-4)$$

4) 车轮在板的支承附近, 距支点的距离为 x 时

$$a = (a_1 + 2h) + t + 2x \quad (4.1.3-5)$$

但不大于车轮在板的跨径中部的分布宽度;

5) 按本条算得的所有分布宽度, 均不得大于板的全宽度;

6) 彼此不相连的预制板, 车轮在板内分布宽度不得大于预制板宽度。

式中 l ——板的计算跨径;

h ——铺装层厚度;

t ——板的厚度;

d ——多个车轮时外轮之间的中距;

a_1 、 b_1 ——垂直于板跨和平行于板跨方向的车轮着地尺寸。

现将上述荷载分布宽度表示于图 11.1.17。

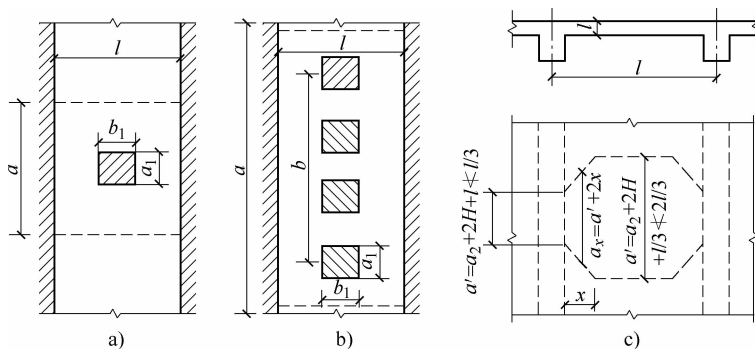


图 11.1.17 板的荷载有效分布宽度

a) 单个车轮在板的跨径中部 b) 多个相同车轮在板的跨径中部 c) 车轮在板的支承处

(四) 斜板桥

1. 斜板桥的受力特点

斜(交)板桥是指桥轴线与支承线不相互垂直的桥梁(图 11.1.18)。斜交角 φ 是指桥轴线与支承线的垂线的夹角, 宽度 b 是垂直于桥纵轴线的板宽, 板的斜跨径是 l_φ 。

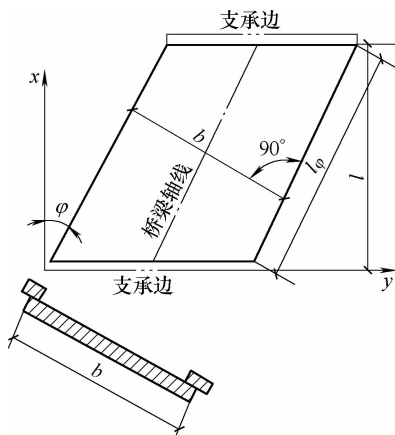


图 11.1.18 斜板的尺寸图

(1) 斜板的荷载有向两支承边之间最短距离方向传递的趋势 (图 11.1.19)。在宽跨比 (b/l_φ) 较大的斜板中部, 其最大主弯矩方向 (即在垂直于该方向的截面上没有扭矩) 几乎接近与支承边垂直。边缘的主弯矩方向虽接近平行于自由边, 但仍有向支承边垂线方向偏转的趋势。

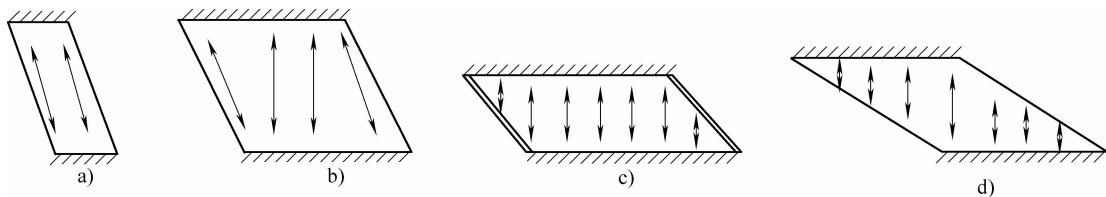


图 11.1.19 斜板的主弯矩方向

(2) 斜板各角点的受力情况可以用图 11.1.20 中, 以 ABCD 为支点的 Z 字形连续梁 (三跨连续梁) 来比拟。

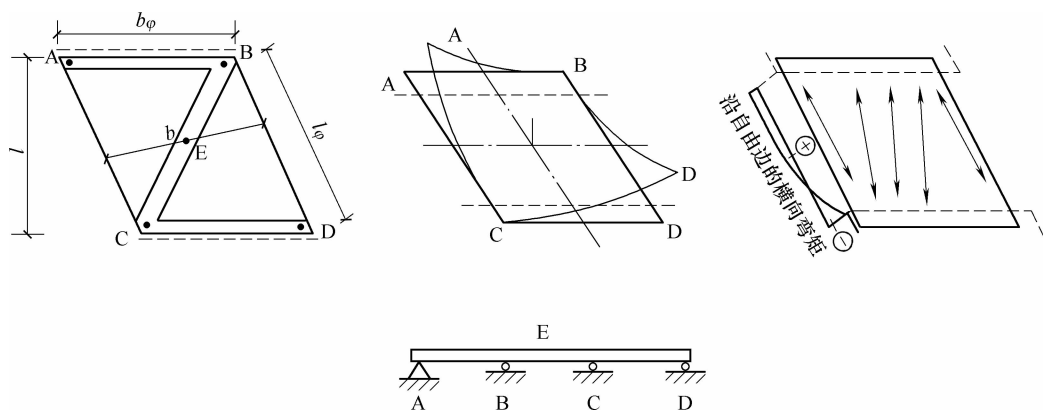


图 11.1.20 比拟锐角连续梁

在钝角 B、C 处产生接近于跨中弯矩值的相当大的负弯矩, 其方向垂直于钝角的二等分线, 其值随 φ 的增大而增加, 但分布范围较小, 并迅速削减。

斜板在支承边上的反力很不均匀。以钝角 B、C 处的反力最大, 锐角 A、D 处的反力最小, 当斜交角与宽跨比都较大时, 甚至可能出现负反力, 使锐角向上翘起。此时若固定角点, 势必导致板内有较大的扭矩。

(3) 当斜交角在 15° 以内时, 斜交的影响可以忽略, 因此《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》规定: 当 $\varphi \leq 15^\circ$ 时, 近似地取板的斜长 l_φ 为计算跨径按正交板桥计算。

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》规定：

4.1.4 当整体式斜板桥的斜交角（板的支承轴线的垂直线与桥纵轴线的夹角）不大于 15° 时，可按正交板计算，计算跨径为：当 $l/b \leq 1.3$ 时，按两支承轴线间垂直距离的正跨径计算；当 $l/b > 1.3$ 时，按顺桥向纵轴线的斜跨径计算；以上 l 为斜跨径， b 为垂直于桥纵轴线的板宽。

装配式铰接斜板桥的预制板块，可按宽为两板边垂直距离，计算跨径为斜跨径的正交板计算。

2. 斜板桥钢筋布置

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》规定：

9.2.7 斜板的钢筋可按下列规定布置（图 9.2.7）：

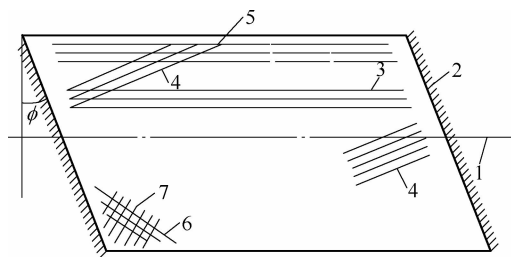


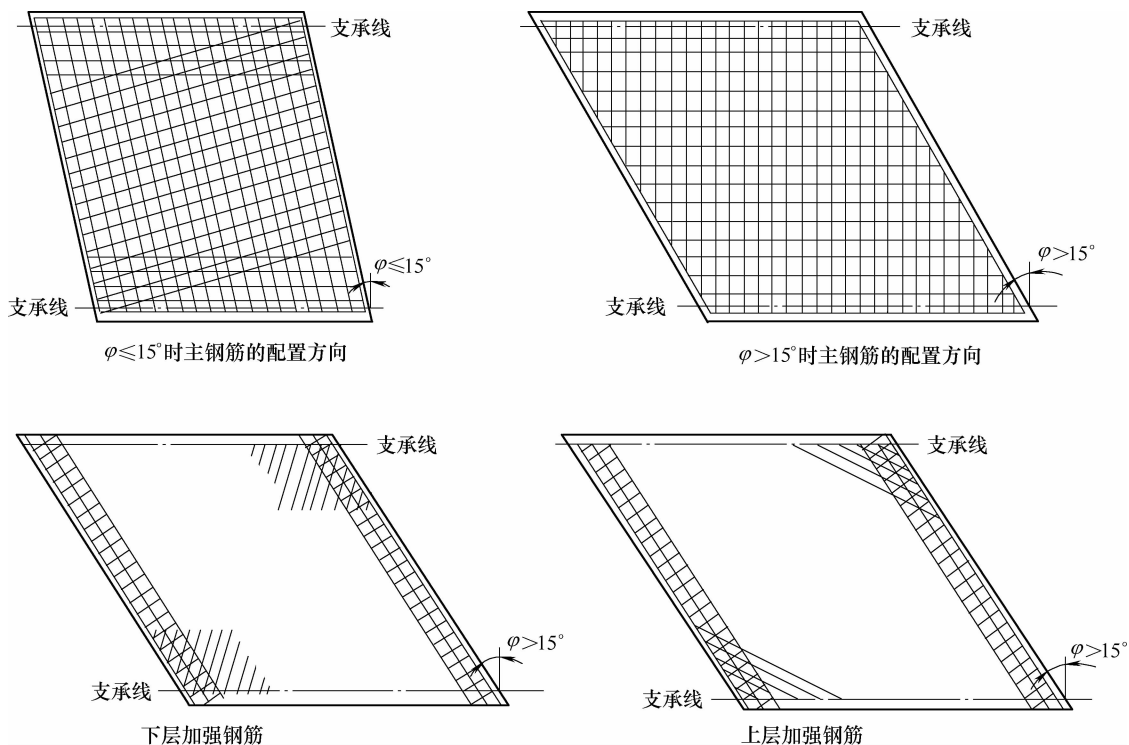
图 9.2.7 斜板桥钢筋布置

1—桥纵轴线 2—支承轴线 3—顺桥纵轴线钢筋 4—与支承轴线正交钢筋
5—自由边钢筋带 6—垂直于钝角平分线的钝角钢筋 7—平行于钝角平分线的钝角钢筋

1 当整体式斜板的斜交角（板的支座轴线的垂直线与桥纵轴线的夹角）不大于 15° 时，主钢筋可平行于桥纵轴线方向布置。当整体式斜板斜交角大于 15° 时，主钢筋宜垂直于板的支座轴线方向布置，此时，在板的自由边上下应各设一条不少于三根主钢筋的平行于自由边的钢筋带，并用箍筋箍牢。在钝角部位靠近板顶的上层，应布置垂直于钝角平分线的加强钢筋，在钝角部位靠近板底的下层，应布置平行于钝角平分线的加强钢筋，加强钢筋直径不宜小于 12mm ，间距 $100 \sim 150\text{mm}$ ，布置于以钝角两侧 $1.0 \sim 1.5\text{m}$ 边长的扇形面积内。

2 斜板的分布钢筋宜垂直于主钢筋方向设置，其直径、间距和数量可按本规范第 9.2.5 条办理。在斜板的支座附近宜增设平行于支座轴线的分布钢筋；或将分布钢筋向支座方向呈扇形分布，过渡到平行于支承轴线。

图 11.1.21 列出了上述整体式斜板（ $l_\phi \leq 1.3b$ ）钢筋构造规定的示意图。

图 11.1.21 整体式斜板 ($l_p \leq 1.3b$) 的钢筋构造**真题**

【11.1.1】(2003 年考题)

某公路桥梁由整体式钢筋混凝土板梁组成，计算跨径为 12.0m，斜交角 30° ，总宽度为 9m，梁高为 0.7m。在支承处每端各设三个支座。其中一端用活动橡胶支座 (A_1 、 A_2 、 A_3)；另一端用固定橡胶支座 (B_1 、 B_2 、 B_3)。其平面布置如图 11.1.22 所示。试问，在恒荷载（均布荷载）条件下各支座垂直反力大小的正确判断，应为下列何项所述？

- (A) A_2 与 B_2 的反力最大 (B) A_2 与 B_2 的反力最小
(C) A_1 与 B_3 的反力最大 (D) A_3 与 B_1 的反力最大

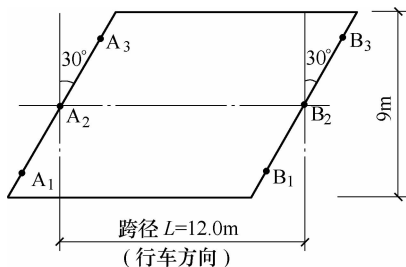


图 11.1.22

【答案】 (D)

【解答】 斜板桥的受力特点，斜交板在均布荷载下，钝角处反力最大，锐角处反力最小。即 A_3 与 B_1 的反力最大，(D) 正确。

三、整体式梁桥的车道板——周边支承板

整体式梁桥的行车道板实际上是周边支承板。

(一) 周边支承板的内力计算

现以跨中受集中力作用的十字交叉梁系来讨论周边支承板受力概念(图 11.1.23), 弹性力学分析表明: 长边 l_a 与短边 l_b 之比 $l_a/l_b = 2$ 的四边支承板, 其板中心最大挠度 $w_{\max}$ 为长边为无限长 ($l_a \rightarrow \infty$) 板中心最大挠度 $w_{\max}$ 的 97.5%。故 $l_a/l_b \geq 2$ 时, 可以忽略长跨方向的传力, 而荷载 P 主要由短跨梁来承担。根据弹性力学的这项分析, 《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》规定:

4.1.1 四边支撑的板, 当长边长度与短边长度之比等于或大于 2 时, 可按短边计算跨径的单向板计算; 若该比值小于 2 时, 则应按双向板计算。

单向板仅在短跨方向布置受力钢筋, 而长跨方向仅需按构造配置分布钢筋, 实际工程中的周边支承板大多为单向板。

车道板通常由弯矩控制设计。设计时, 习惯以每米宽板条来进行计算, 借助板的有效工作宽度, 就不难得到作用在每米宽板条上的荷载和其引起的弯矩。从构造上看, 整体式梁桥的行车道板与主梁是整体连接在一起的, 因此当板上有荷载作用时会使主梁也发生相应的变形, 而这种变形又影响到板的内力。如果主梁的抗扭刚度极大, 板的受力接近于固端梁(图 11.1.24a), 反之如果主梁抗扭刚度极小, 板在梁肋支承处的受力接近自由转动的铰支座(图 11.1.24c), 故整体式梁桥的行车道板的受力就如多跨连续梁体系。实际上板和主梁的支承条件, 既不是固端, 也不是铰支, 而是弹性固结的, 如图 11.1.24b 所示。

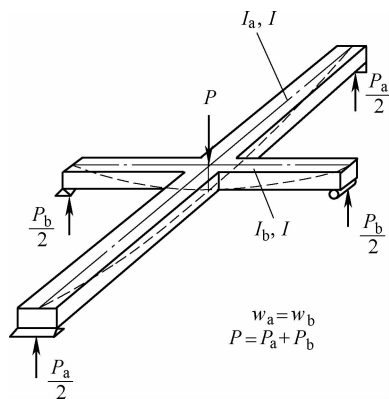


图 11.1.23 荷载的双向传递

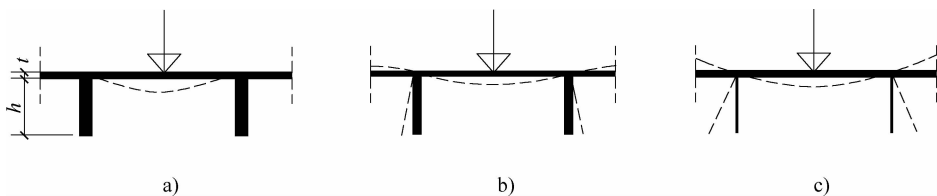


图 11.1.24 主梁扭转对行车道板受力的影响

鉴于行车道板的受力情况比较复杂, 影响的因素比较多, 因此要精确计算板的内力是有一定困难的。通常采用简便的近似方法进行计算。对于弯矩先算出一个跨度相同的简支板的跨中弯矩 M_0 , 然后再根据实验及理论分析的数据加以修正。弯矩修正系数可视板厚 c 与梁肋高度 h 的比值来选用。

对计算中所用的计算跨径和弯矩修正系数《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》有明确规定。

4.1.2 简支板的计算跨径应为两支撑中心之间的距离。与梁肋整体连接的板, 计算弯矩时其计算跨径可取为两肋间的净距加板厚, 但不大于两肋中心之间的距离。此时, 弯矩可按以下简化方法计算:

1 支点弯矩

$$M = -0.7M_0 \quad (4.1.2-1)$$

2 跨中弯矩

1) 板厚与梁肋高度比等于或大于 $1/4$ 时

$$M = +0.7M_0 \quad (4.1.2-2)$$

2) 板厚与梁肋高度比小于 $1/4$ 时

$$M = +0.5M_0 \quad (4.1.2-3)$$

式中 M_0 ——与计算跨径相同的简支板跨中弯矩。

与梁肋整体连接的板, 其计算剪力时的计算跨径可取两肋间净距, 剪力按该计算跨径的简支板计算。

简支板的跨中弯矩 M_0 由两部分组成:

$$M_0 = M_{0g} + M_{0p}$$

M_{0g} 为每米板宽的跨中恒荷载弯矩, 可由下式计算:

$$M_{0g} = \frac{1}{8}gl^2 \quad (11.1.4)$$

此处 g 为 1m 宽板条每延长米的恒荷载重量。

M_{0p} 为 1m 宽简支板条的跨中活荷载弯矩 (图 11.1.25), 为了找到最大的跨中活荷载弯矩, 首先要确定活荷载的布置, 对汽车荷载受板跨的大小的限制, 多数情况下 (即 $l < 1.8\text{m}$ 时) 只有一个车轮能安排在板跨内, 所以该荷载总是被安排在跨中, 如图 11.1.24 所示。如认为轮压为一个集中力, 则跨中弯矩为 $M = \frac{P}{4a} \frac{l}{2}$, 当考虑冲击力的影响后 $M = (1 + \mu) \frac{Pl}{8a}$ 。由于轮压 $P/2$ 认为是均匀分布在 b 的范围, 所以计算弯矩时, 要考虑这种影响。

$$\begin{aligned} M_{0p} &= (1 + \mu) \frac{P}{4a} \left(\frac{l}{2} - \frac{b}{4} \right) \\ &= (1 + \mu) \frac{P}{8a} \left(l - \frac{b}{2} \right) \end{aligned} \quad (11.1.5)$$

式中 P ——轴重, 对于汽车荷载应取用加重车后轴的轴重计算;

a ——板的有效工作宽度;

l ——板的计算跨径;

$(1 + \mu)$ ——考虑冲击影响的增大系数。根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》4.3.2 条第 6 款的规定取 1.3。

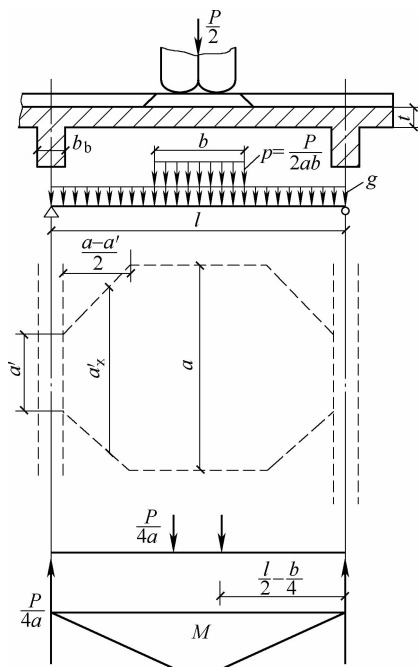


图 11.1.25 单向板内力计算图式

如果板的跨径较大,可能还有第二个车轮进入跨径内时,可将荷载布置得使跨中弯矩为最大。

(二) 算例

真题

【11.1.2】(2002年考题,因《规范》改版,故本题参数跟着作了相应调整)

假定T形截面梁桥车行道板为刚结板,主梁间距为2.4m,横梁间距为6m,板顶铺装层为0.15m。横桥向仅考虑作用一个车辆荷载的后轴车轮时,试通过计算判定,垂直板跨方向的分布宽度值与下列何项数值最为接近?

- (A) 3.0m (B) 2.7m (C) 2.5m (D) 2.4m

【答案】(A)

【详解】

(1) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》4.3.1条表4.3.1-2, $a_1 = 200\text{mm}$ 。

(2) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》4.1.3条2款式(4.1.3-2), 单个车轮在板的跨径中部时

$$a = (a_1 + 2h) + \frac{l}{3} \geq \frac{2}{3}l$$

已知桥面铺装厚度 $h = 150\text{mm}$, 板计算跨径 $l = 2400\text{mm}$, 代入上式, 得

$$a = (200 + 2 \times 150) + 2400/3 = 550 + 800 = 1350\text{mm} \leq 2l/3 = 2 \times 2400/3 = 1600\text{mm}$$

(3) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》4.3.1条图4.3.1-2, 车辆两后轴间距 $d = 1400\text{mm}$ 。可知两后轴车轮在板跨中的荷载分布宽度重叠。

(4) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》4.1.3条2款式(4.1.3-3), 车轮在板跨中的荷载分布宽度重叠时

$$a = (a_1 + 2h) + d + \frac{l}{3} \geq \frac{2}{3}l + d$$

$$\begin{aligned} a &= (200 + 2 \times 150) + 1400 + 2400/3 = 550 + 1400 + 800 \\ &= 2750\text{mm} \leq 2 \times 2400/3 + 1400 = 3000\text{mm} \end{aligned}$$

(5) 取 $a = 3.0\text{m}$, (A) 正确。

【简解】

根据《通规》4.3.1条, $a_1 = 200\text{mm}$, $d = 1400\text{mm}$ 。

$$a = (200 + 2 \times 150) + 2400/3 = 550 + 800 = 1350\text{mm} \leq 2l/3 = 2 \times 2400/3 = 1600\text{mm}$$

$$a = (200 + 2 \times 150) + 1400 + 2400/3 = 550 + 1400 + 800 = 2750\text{mm} \leq 2 \times 2400/3 + 1400 = 3000\text{mm}$$

取 $a = 3.0\text{m}$, (A) 正确。

真题

【11.1.3】(2007年考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

某预应力混凝土箱形截面梁如图11.1.26所示。桥梁总宽10.5m, 行车道宽度为8.0m, 双向行驶二列汽车; 两侧各1m宽人行步道。箱形截面主梁顶板的跨径 $L = 500\text{cm}$, 桥面铺装厚度 $h = 15\text{cm}$, 且车辆荷载的后轴车轮作用于该桥箱形截面主梁顶板的跨径中部时, 试判定垂直于顶板跨径方向的车轮荷载分布宽度 (cm) 应与下列何项数值最为接近?

- (A) 217 (B) 333 (C) 357 (D) 473

【答案】(D)

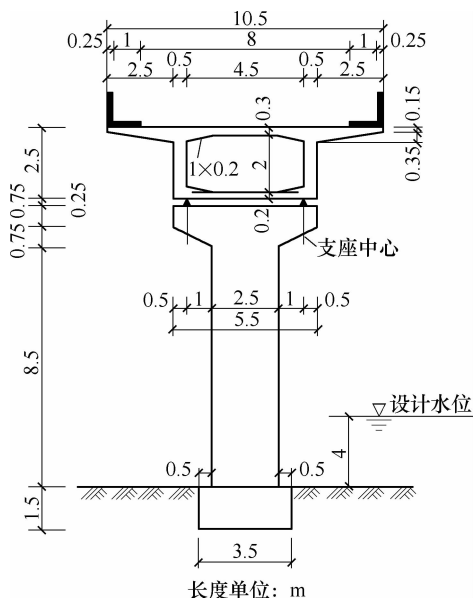


图 11.1.26

【详解】

(1) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》4.3.1 条表 4.3.1-2, $a_1 = 20\text{cm}$ 。

(2) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》4.1.3 条 2 款式 (4.1.3-2), 单个车轮在板的跨径中部时

$$a = (a_1 + 2h) + \frac{l}{3} \geq \frac{2}{3}l$$

已知 $h = 15\text{cm}$, $l = 500\text{cm}$, 代入上式, 得

$$a = (20 + 2 \times 15) + 500/3 = 50 + 167 = 217\text{cm} \leq 2 \times 500/3 = 333\text{cm}。$$

(3) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》4.3.1 条图 4.3.1-2, 车辆两后轴距 $d = 140\text{cm}$ 。可知两后轴车轮在板跨中的荷载分布宽度重叠。

(4) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》4.1.3 条 2 款式 (4.1.3-3), 车轮在板跨中的荷载分布宽度重叠时

$$a = (a_1 + 2h) + d + \frac{l}{3} \geq \frac{2}{3}l + d$$

$$a = (20 + 2 \times 15) + 140 + 500/3 = 50 + 140 + 167 = 357\text{cm} \leq 2 \times 500/3 + 140 = 473\text{cm}$$

(5) 取 $a = 473\text{cm}$, (D) 正确。

【简解】 根据《通规》4.3.1 条, $a_1 = 20\text{cm}$, $d = 140\text{cm}$ 。

$$a = (20 + 2 \times 15) + 500/3 = 50 + 167 = 217\text{cm} \leq 2 \times 500/3 = 333\text{cm}。$$

$$a = (20 + 2 \times 15) + 140 + 500/3 = 50 + 140 + 167 = 357\text{cm} \leq 2 \times 500/3 + 140 = 473\text{cm}$$

取 $a = 473\text{cm}$, (D) 正确。

真题

【11.1.4】 (2011 年考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

某单跨简支梁桥如图 11.1.27 所示。桥面宽度为 12m, 其横向布置为: 1.5m (人行道)

+9m (车行道) +1.5m (人行道)。桥梁上部结构由 5 根各长 29.94m、高 2.0m 的预制预应力混凝土 T 形截面梁组成, 梁与梁间用现浇混凝土连接; 桥梁主梁间车行道板计算跨径取为 2250mm, 桥面铺装层厚度为 200mm, 车辆的后轴车轮作用于车行道板跨中部位。试问, 垂直于板跨方向的车轮作用分布宽度 (mm) 与下列何项数值最为接近?

- (A) 1350 (B) 1500 (C) 2750 (D) 2900

【答案】 (D)

【详解】

(1) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》图 4.1.3-3, 车轮横向距离为 1.8m 且与相邻车的横向轮距为 1.3m。桥梁主梁间车行道板计算跨径为 2250mm, 主梁车行道板在车辆作用于板跨中部位时, 横向轮距均大于 2250/2, 故横桥向只能布置一个车轮。

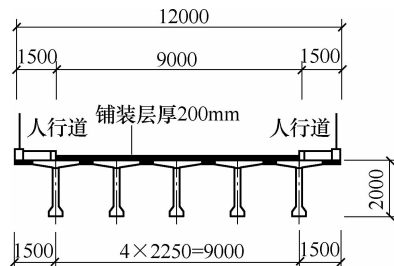


图 11.1.27

(2) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》4.3.1 条表 4.3.1-2, $a_1 = 20\text{cm}$ 。

(3) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》4.1.3 条 2 款式 (4.1.3-2), 单个车轮在板的跨径中部时

$$a = (a_1 + 2h) + \frac{l}{3} \geq \frac{2}{3}l$$

已知桥面铺装厚度 $h = 200\text{mm}$, 板计算跨径 $l = 2250\text{mm}$, 代入上式, 得

$$a = (200 + 2 \times 200) + 2250/3 = 600 + 750 = 1350\text{mm} \leq 2l/3 = 2 \times 2250/3 = 1500\text{mm}$$

(4) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》图 4.3.1-2, 车辆两后轴间距 $d = 1400\text{mm}$, 可知两后轴车轮在板跨中部位的荷载分布宽度重叠。

(5) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》4.1.3 条 2 款式 (4.1.3-3), 车轮在板跨中的荷载分布宽度重叠时

$$a = (a_1 + 2h) + d + \frac{l}{3} \geq \frac{2}{3}l + d$$

$$a = (200 + 2 \times 200) + 1400 + 2250/3 = 600 + 1400 + 750 = 2750\text{mm} < 2 \times 2250/3 + 1400 = 2900\text{mm}$$

(6) 取两后轴重叠后的分布宽度 $a = 2900\text{mm}$, (D) 正确。

【简解】 根据《通规》4.3.1 条, $a_1 = 20\text{cm}$, $d = 140\text{cm}$ 。

$$a = (200 + 2 \times 200) + 2250/3 = 600 + 750 = 1350\text{mm} \leq 2l/3 = 2 \times 2250/3 = 1500\text{mm}$$

$$a = (200 + 2 \times 200) + 1400 + 2250/3 = 600 + 1400 + 750 = 2750\text{mm} < 2 \times 2250/3 + 1400 = 2900\text{mm}$$

取 $a = 2900\text{mm}$, (D) 正确。

【11.1.5】 一个前轴车轮作用下桥面板的内力计算

条件: (1) 桥主梁跨径为 19.5m, 桥墩中心距为 20m, 横隔梁间距 4.85m, 桥宽为 $5 \times 1.6 + 2 \times 0.75 = 9.5\text{m}$, 主梁为 6 片。铺装层由沥青面层 (0.03m) 和混凝土垫层 (0.09m) 组成。板厚 120mm, 主梁宽 180mm, 高 1300mm。

(2) 桥面荷载。公路-I 级。

要求: 试确定板内的弯矩。

【解答】

(1) 板类型判别。行车道板平面尺寸: 顺桥向 $L_a = 4850\text{mm}$, 横桥向 $L_b = 1600\text{mm}$, 如图

11.1.28 所示。

$$\frac{L_a}{L_b} = \frac{4850}{1600} = 3.03 > 2$$

根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》4.1.1 条的规定,行车道板为单向板,可取单位宽度来设计。

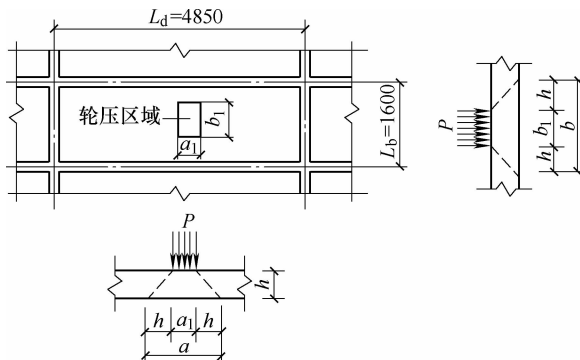


图 11.1.28

(2) 计算跨度根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》4.1.2 条规定:

计算弯矩时 $l = L_0 + t = (1600 - 180 + 120) = 1540\text{mm}$, 此处 $t = 120\text{mm}$ 为板厚, $b_b = 180\text{mm}$ 为梁肋宽, 梁肋高 $h_b = 1300\text{mm}$

剪力计算时 $l = L_0 = 1600 - 180 = 1420\text{mm}$

(3) 每延长米板上恒载 g 。

沥青混凝土面层 $g_1 = 0.03 \times 1.0 \times 23 = 0.69\text{kN/m}$

混凝土垫层 $g_2 = 0.09 \times 1.0 \times 24 = 2.16\text{kN/m}$

混凝土桥面板 $g_3 = 0.12 \times 1.0 \times 25 = 3.0\text{kN/m}$

$$g = \sum g_i = 5.85\text{kN/m}$$

(4) 简支条件下每米宽度上恒荷载产生的板的内力

$$M_{0g} = \frac{1}{8}gl^2 = \frac{1}{8} \times 5.85 \times 1.54^2 = 1.73\text{kN} \cdot \text{m}$$

此处 h 为铺装层, 由沥青面层和混凝土垫层组成

(5) 轮压区域尺寸, 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》表 4.3.1-2 的规定, 汽车前轮的着地长度 a_1 为 0.20m , 宽度 b_1 为 0.30m , 如图 11.1.28 所示, 前轴上的压力为 30kN 。

此时桥面板上的轮压区域为

$$a = a_1 + 2h = 0.2 + 2 \times 0.12 = 0.44\text{m}$$

$$b = b_1 + 2h = 0.3 + 2 \times 0.12 = 0.54\text{m}$$

$$h = 0.03 + 0.09 = 0.12\text{m}$$

(6) 桥面板荷载有效分布宽度 a (图 11.1.29)。

1) 车轮在板跨中部时, 应用《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》式 (4.1.3-2):

$$a = a_1 + 2h + \frac{l}{3} = 0.44 + \frac{1.54}{3}$$

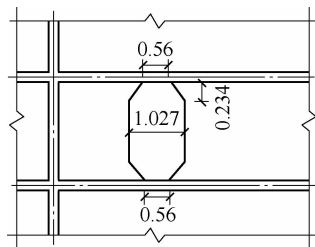


图 11.1.29

图 11.1.31 荷载分布宽度

范》表 4.3.1-2 中查得, 车辆荷载的后轮着地长度为 0.20m, 宽度为 0.60m, 则在跨中位置的有效分布宽度为

$$a = a_1 + 2h + d + \frac{1}{3} = 0.20 + 2 \times 0.10 + 1.40 + \frac{3.80}{3} = 3.07\text{m}$$

在支点处的另一车轮尚有宽度为 c 的部分轮压作用

$$c = \frac{l}{2} - 1.8 + \frac{b_1}{2} = \frac{3.80}{2} - 1.80 + \frac{0.80}{2} = 0.50\text{m}$$

则轮压面 $c \times (a_1 + 2h)$ 的有效分布宽度为

$$a' = a_1 + t + d + 2c = 0.40 + 0.20 + 1.40 + 2 \times 0.5 = 3.00\text{m}$$

为了计算简化, 取 $a = a' = 3.00\text{m}$ 。

2) 每米宽板条的活荷载弯矩

依据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》4.6.2 条 6 款, 汽车荷载的局部加载及在 T 形截面梁、箱形截面梁悬臂板上的冲击系数采用 0.3, 即冲击系数 $\mu = 0.3$ 。则作用于每米宽板条上的跨中弯矩按如图 11.1.32 所示的简支梁计算为

$$M_{Ap} = (1 + \mu) \frac{2P}{8a} \left[\left(l - \frac{b_1 + 2h}{2} \right) + \frac{c^2}{(b_1 + 2h)} \right]$$

$$M_{Ap} = (1 + 0.3) \frac{280}{8 \times 300} \left[\left(380 - \frac{0.6 + 2 \times 0.1}{2} \right) + \frac{0.5^2}{(0.6 + 2 \times 0.1)} \right] = 57.62\text{kN} \cdot \text{m}$$

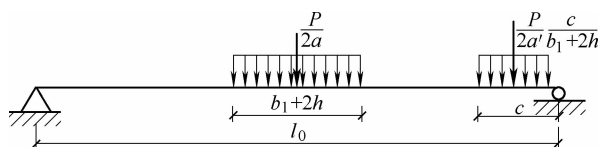


图 11.1.32 简支梁上的荷载图示

(3) 设计弯矩计算。按承载能力极限状态进行内力组合, 则按简支梁计算设计弯矩为

$$M_0 = 1.2M_{Ag} + 1.4M_{Ap} = 1.2 \times 15.61 + 1.4 \times 57.62 = 99.4\text{kN} \cdot \text{m}$$

再由《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》4.1.2 条, $t/h = 0.25/1.4 = 0.178 < 1/4$, 则连续桥面板的设计弯矩为

跨中弯矩:

$$M_{\text{中}} = 0.5M_0 = 0.5 \times 99.4 = 49.7\text{kN} \cdot \text{m}$$

支点弯矩:

$$M_{\text{支}} = -0.7M_0 = -0.7 \times 99.4 = -69.58\text{kN} \cdot \text{m}$$

四、装配式梁桥的车道板——悬臂板、铰接悬臂板

(一) 悬臂板的荷载有效分布宽度

悬臂板在荷载作用下除了直接受荷载的板条 (宽度为 a_1) 外, 相邻板条也发生挠曲变形 (图 11.1.33b 中 w_y) 而承受部分弯矩。沿悬臂根部在宽度 (y) 方向各板条的弯矩分布如图 11.1.33a 中 m_x 所示。根据弹性板理论分析, 当板端作用集中力 P 时, 受荷载板条的最大负弯矩 $m_{x,\max} \approx -0.465P$, 而荷载引起的总弯矩为 $M_0 = -Pl_0$ 。因此, 按最大负弯矩值换算的有效工作宽度为

$$a = \frac{M}{m_{x, \max}} = \frac{-Pl_0}{-0.465P} = 2.15l_0$$

可见，悬臂板的有效工作宽度接近于 2 倍悬臂长度，也就是说，荷载可近似地按 45° 角向悬臂板支承处分布，如图 11.1.33a 所示。

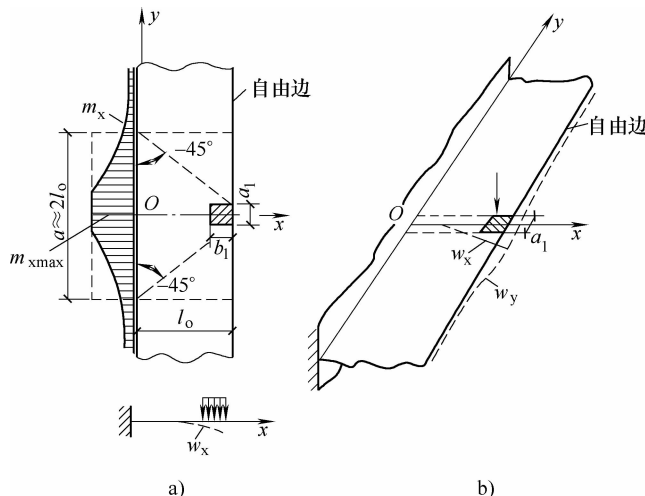


图 11.1.33 悬臂板受力状态悬臂根部弯矩图

根据上述弹性理论的分析结果，《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》规定：

4.1.5 垂直于悬臂板跨径方向的车轮荷载分布宽度，当 c 值（图 4.1.5）不大于 2.5m 时，可按下列公式计算：

$$a = (a_1 + 2h) + 2c \quad (4.1.5)$$

式中 a ——垂直于悬臂板跨径的车轮荷载分布宽度；

a_1 ——垂直于悬臂板跨径的车轮着地尺寸；

c ——平行于悬臂板跨径的车轮着地尺寸的外缘，通过铺装层 45° 分布线的外边线至腹板外边缘的距离；

h ——铺装层厚度。

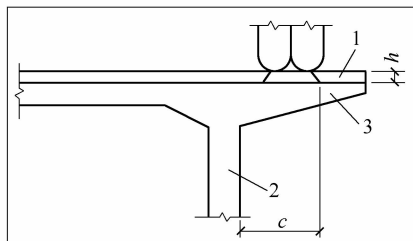


图 4.1.5 车轮荷载在悬臂板上的分布

1—桥面铺装 2—腹板 3—悬臂板

对于分布荷载靠近板边的最不利情况， c 就等于悬臂板的跨径 l_0 ，于是

$$a = a_1 + 2h + 2l_0$$

当几个靠近的车轮的作用分布宽度发生重叠时，如图 11.1.34b 所示，悬臂板的有效工作宽度为

$$a = a_1 + 2h + d + 2l_0 \quad (11.1.6)$$

式中 l_0 ——车轮荷载压力面外侧边缘至悬臂根部的距离；
 d ——发生重叠的前后轮中心间的距离。

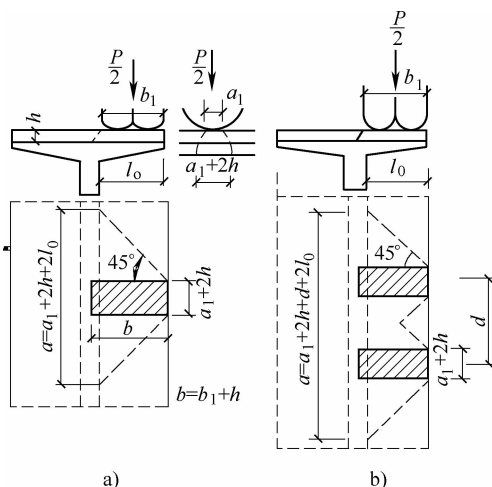


图 11.1.34 悬臂板的有效工作宽度

(二) 悬臂板的内力

对于悬臂板在计算根部最大弯矩时，应将车轮荷载靠板的边缘布置，此时 $b = b_1 + h$ ，如图 11.1.35 所示。则恒荷载和活荷载弯矩值可由一般公式求得：

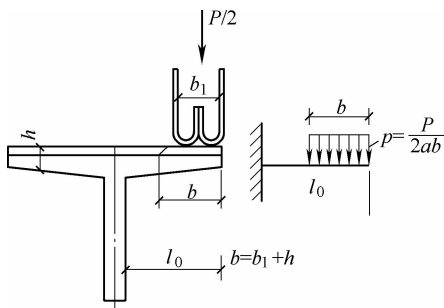


图 11.1.35

悬臂板根部每米宽板条的活荷载弯矩：

$$\text{当 } b \geq l_0 \text{ 时} \quad M_{Ap} = -(1 + \mu) \frac{1}{2} p l_0^2 = -(1 + \mu) \frac{P}{4ab} l_0^2 \quad (11.1.7)$$

$$\text{当 } b < l_0 \text{ 时} \quad M_{Ap} = -(1 + \mu) p b \left(l_0 - \frac{b}{2} \right) = -(1 + \mu) \frac{P}{2a} \left(l_0 - \frac{b}{2} \right) \quad (11.1.8)$$

式中 $p = \frac{P}{2ab}$ ——作用在每米宽板条上的每延长米荷载强度；

l_0 ——悬臂板的长度。

根据《公路混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》4.3.2 条 6 款的规定，取 $1 + \mu = 1.3$ 。

悬臂板根部每米宽板条的恒荷载弯矩：

$$M_{Ag} = -\frac{1}{2} g l_0^2 \quad (11.1.9)$$

同理,最后可得一米宽板条的最大弯矩为

$$M_A = M_{Ap} + M_{Ag}$$

(三) 铰接悬臂板的内力

T形截面梁翼缘板作为行车道板往往用铰接的方式连接,最大弯矩在悬臂根部。

根据计算分析可知,计算活荷载弯矩 M_{Ap} 时,最不利的荷载位置是把车轮荷载对中布置在铰接处,此时铰内的剪力为零,两相邻悬臂板各承受半个车轮荷载,即 $P/4$,如图 11.1.36 所示。因此 1m 宽悬臂板在根部的活荷载弯矩为

$$M_{Ap} = -(1+\mu) \frac{P}{4a} \left(l_0 - \frac{b_1}{4} \right) \quad (11.1.10)$$

1m 板宽的恒荷载弯矩为

$$M_{Ag} = -\frac{1}{2} g l_0^2 \quad (11.1.11)$$

式中 l_0 ——铰接双悬臂板的净跨径。

最后,悬臂根部 1m 板宽的最大弯矩为

$$M_A = M_{Ap} + M_{Ag} \quad (11.1.12)$$

悬臂根部的剪力可以偏安全地按一般悬臂板的图式来计算,这里从略。

(四) 算例

真题 【11.1.7】 (2002 年考题)

如图 11.1.37 所示。公路桥中预制装配式 T 形截面梁翼板(车行道)构成铰接悬臂板,其主梁中距 1850mm,梁腹板宽 180mm。车行道板尺寸:板端厚 100mm,板加腋处厚 200mm,车行道板容重 25kN/m^3 。板顶面层设两层:上层为沥青混凝土厚 80mm,容重 23kN/m^3 ,下层为混凝土面层厚 70mm,容重 24kN/m^3 。试确定铰接悬臂板加腋处的每米板宽恒荷载弯矩($\text{kN} \cdot \text{m}$)与下列何项数值最为接近?

- (A) -0.634 (B) -2.055 (C) -2.861 (D) -11.728

【答案】(B)

【解答】

(1) 每延长米板上的恒荷载 g :

沥青混凝土面层 $g_1: 23 \times 1.0 \times 0.08 = 1.84\text{kN/m}$

混凝土垫层 $g_2: 24 \times 1.0 \times 0.07 = 1.68\text{kN/m}$

T 形截面梁翼板自重 $g_3: 25 \times 1.0 \times (0.18 + 0.20)/2 = 2.375\text{kN/m}$

合计: $g = \sum g_i = 5.895\text{kN/m}$

(2) 铰接双悬臂板的净跨径 $l_0 = (1850 - 180)/2 = 835\text{mm}$

(3) 每米宽板条的恒荷载内力

$$\text{弯矩 } M_{Ag} = -\frac{1}{2} g l_0^2$$

$$= -5.895 \times 0.835^2 / 2 = -2.055\text{kN} \cdot \text{m}, \text{ (B) 正确。}$$

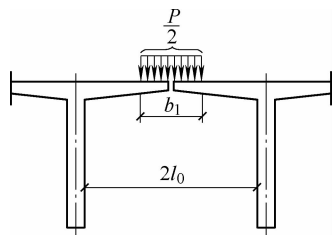


图 11.1.36 铰接悬臂板的计算图示

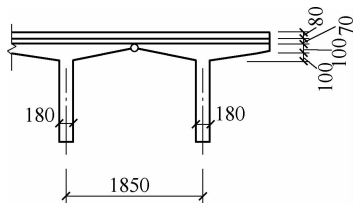


图 11.1.37

【11.1.8】 悬臂板的内力计算

条件：某梁桥横桥向两侧为悬臂结构，如图 11.1.38 所示，汽车荷载为公路-I 级。结构重要性系数 $\gamma_0 = 1.0$ ，桥面铺装层厚度 0.07m 。

要求：求汽车荷载在悬臂板根部产生的弯矩标准值、剪力标准值。

【解答】

(1) 汽车荷载在悬臂板上作用的有效工作宽度。

根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》4.3.1 条中图 4.3.1-3 知，车轮轮压 $P/2$ 到护栏边缘的最小距离为 0.5m ，如图 11.1.39 所示。

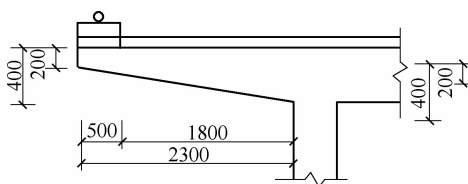


图 11.1.38

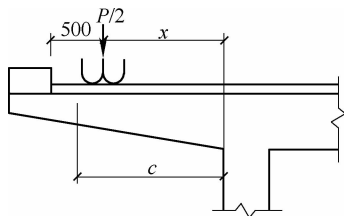


图 11.1.39

确定 c 值：后车轮轮压 $P/2$ 距悬臂板根部的距离为 x ，则 $x = 1800 - 500 = 1300\text{mm}$

查《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》表 4.3.1-2 知，后轮的着地长度 $a_1 = 0.2\text{m}$ ，着地宽度 $b_1 = 0.6\text{m}$ 。

$$a = a_1 + 2h = 0.2 + 2 \times 0.07 = 0.34\text{m}$$

$$b = b_1 + 2h = 0.6 + 2 \times 0.07 = 0.74\text{m}$$

$$c = \frac{b}{2} + x = \frac{0.74}{2} + 1.3 = 1.67\text{m}$$

由《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》式 (4.1.5)：

一个后车轮的分布宽度：

$$a = a_1 + 2h + 2c = 0.34 + 2 \times 1.67 = 3.68\text{m} > d = 1.4\text{m}$$

故车轮分布宽度有重叠。

两个后车轮的有效工作宽度为

$$a = a_1 + 2h + d + 2c = 0.34 + 1.4 + 2 \times 1.67 = 5.08\text{m}$$

(2) 汽车荷载在悬臂板根部产生的弯矩标准值、剪力标准值。

车轮荷载集度，取两个车轮计算，按单位宽度： $p = \frac{2 \times P/2}{ab} \times 1 = \frac{140}{5.08 \times 0.74} \times 1$

查《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》4.3.2 条 6 款，冲击系数 $\mu = 0.3$ 。
 $+ \mu = 1 + 0.3 = 1.3$ 。

$$M_{Ap} = (1 + \mu)pbx = -1.3 \times \frac{140}{5.08 \times 0.74} \times 1 \times 0.74 \times 1.3 = -46.57\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ap} = (1 + \mu)pb = 1.3 \times \frac{140}{5.08 \times 0.74} \times 1 \times 0.74 = 35.83\text{kN}$$

【11.1.9】 车轮荷载分布宽度 (2013 年考题，原题为连锁题中的一道子题，现改写成一道独立题)

如图 11.1.40 所示, 当城-A 级车辆荷载的最重轴 (4 号轴) 作用在某桥箱梁悬臂板上时, 其垂直于悬臂板跨径方向的车轮荷载分布宽度 (m) 与下列何项数值最为接近?

- (A) 0.55 (B) 3.45 (C) 4.65 (D) 4.80

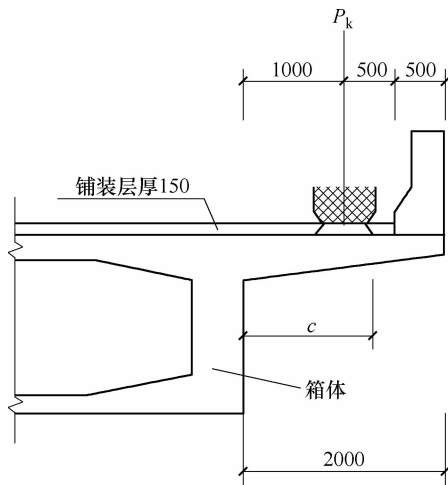


图 11.1.40

【答案】 (B)

【详解】

由《城市桥规》(CJJ11—2011) 第 10.0.2 条第 4 款知, 计算箱梁悬臂板上的车辆荷载其布置如图 11.1.40 所示。

根据《城市桥规》第 3.0.15 条规定: “桥梁结构构件的设计应符合国家现行有关标准的规定”。本题中的悬臂板应按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG D62—2004 计算。

车轮横桥向布置见图 11.1.40, 由于悬臂长度为 2.0m 小于 2.5m, 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》第 4.1.5 条, 垂直于悬臂板跨径方向的车轮荷载分布宽度, 可按式 (4.1.5) 计算, 即 $a = (a_1 + 2h) + 2c$, 其中桥面铺装厚度 $h = 0.15\text{m}$ 。

由《城市桥规》第 10.0.2 条及表 10.0.2 知, 车辆 4 号轴的车轮的横桥面着地宽度 (b_1) 为 0.6m, 纵桥向着地长度 (a_1) 为 0.25m。

所以相应轴横桥向的 $c = 1 + 0.6/2 + 0.15 = 1.45\text{m}$

对于车辆 4 号轴

纵桥向荷载分布宽度 $a = (0.25 + 2 \times 0.15) + 2 \times 1.45 = 0.55 + 2.9 = 3.45\text{m} < 6.0\text{m}$ 或 7.2m。

所以答案为 (B)。

【11.1.10】 一个前轴车轮作用下铰接悬臂板的内力计算

条件: 如图 11.1.41 所示 T 形截面梁翼板所构成铰接悬臂板。荷载为公路-II 级。桥面铺装为 2cm 的沥青混凝土面层 (容重为 21kN/m^3) 和平均 9cm 厚 C25 混凝土垫层 (容重为 23kN/m^3)。T 形截面梁翼板的容重为 25kN/m^3 。

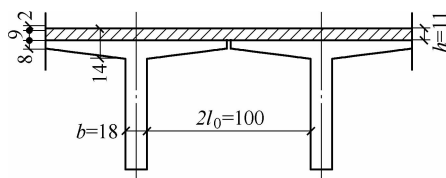


图 11.1.41 铰接悬臂行车道板 (尺寸: cm)

要求: 计算在一个前轴车轮作用下的内力。

【解答】

(1) 恒荷载及其内力 (以纵向一米宽的板条进行计算)。

1) 每延长米板上的恒荷载 g :

沥青混凝土面层 $g_1: 0.02 \times 1.0 \times 21 = 0.42 \text{ kN/m}$

C25 混凝土垫层 $g_2: 0.09 \times 1.0 \times 23 = 2.07 \text{ kN/m}$

T 形截面梁翼板自重 $g_3: \frac{0.08 + 0.14}{2} \times 1.0 \times 25 = 2.75 \text{ kN/m}$

合计: $g = \sum g_i = 5.24 \text{ kN/m}$

2) 每米宽板条的恒荷载内力

$$\begin{aligned} \text{弯矩} \quad M_{Ag} &= -\frac{1}{2} g l_0^2 = -\frac{1}{2} \times 5.24 \times 0.50^2 \\ &= -0.655 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(2) 汽车荷载产生的内力。将前轮作用于铰缝轴线上 (图 11.1.42), 前轴作用力为 $P = 30 \text{ kN}$, 轮压分布宽度如图 11.1.43 所示。由于汽车前轮的着地长度为 $a_1 = 0.20 \text{ m}$, 宽度为 $b_1 = 0.30 \text{ m}$ (由《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》4.3.1 条表 4.3.1-2 查得), 则得

$$a_2 = a_1 + 2h = 0.20 + 2 \times 0.11 = 0.42 \text{ m}$$

$$b_2 = b_1 + 2h = 0.30 + 2 \times 0.11 = 0.52 \text{ m}$$

荷载对于悬臂根部的有效分布宽度

$$a = a_1 + 2h + 2l_0 = 0.42 + 2 \times 0.50 = 1.42 \text{ m}$$

考虑冲击影响的增大系数

$$1 + \mu = 1.3$$

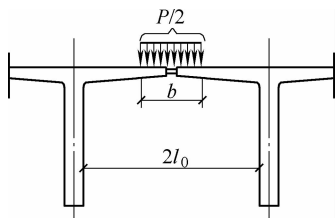


图 11.1.42 按悬臂板计算的图式

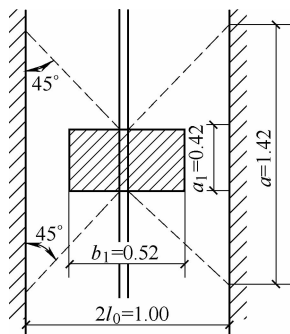


图 11.1.43

作用于每米宽板条上的弯矩为

$$M_{Ap} = -(1+\mu) \frac{P}{4a} \left(l_0 - \frac{b}{4} \right) = -1.3 \times \frac{30}{4 \times 1.42} \left(0.5 - \frac{0.52}{4} \right) \\ = -2.54 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3) 内力组合。根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》4.1.6 条的规定乘以相应荷载规定的荷载分项系数后计算内力。当按承载能力极限状态设计时,对于恒荷载与活荷载产生同号内力的情况,其计算内力为

$$M_A = 1.2M_{Ag} + 1.4M_{Ap} = 1.2 \times (-0.655) + 1.4 \times (-2.54) = -4.342 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

【11.1.11】 铰接悬臂板的内力计算

条件:如图 11.1.44 所示 T 形截面梁翼板所构成的铰接悬臂板。设计荷载:公路-II 级,冲击系数 $\mu=0.3$ 。桥面铺装为 5cm 沥青混凝土面层(容重为 21 kN/m^3)和 15cm 防水混凝土垫层(容重为 25 kN/m^3)。

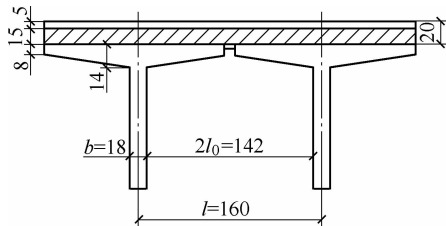


图 11.1.44 铰接悬臂行车道板 (单位: cm)

要求:计算铰接悬臂板的设计内力。

【解答】

(1) 恒荷载内力 (以纵向 1m 宽的板进行计算)

1) 每米板上的恒荷载集度

沥青混凝土面层: $g_1 = 0.05 \times 1.0 \times 21 = 1.05 \text{ kN/m}$

防水混凝土垫层: $g_2 = 0.15 \times 1.0 \times 25 = 3.75 \text{ kN/m}$

T 形截面梁翼板自重: $g_3 = \frac{0.08 + 0.14}{2} \times 1.0 \times 25 = 2.75 \text{ kN/m}$

合计: $g = 7.55 \text{ kN/m}$

2) 每米宽板条的恒荷载内力

弯矩 $M_{sg} = -\frac{1}{2}gl_0^2 = -\frac{1}{2} \times 7.55 \times 0.71^2 = -1.90 \text{ kN} \cdot \text{m}$

剪力 $V_{sg} = gl_0 = 7.55 \times 0.71 = 5.36 \text{ kN}$

(2) 公路-II 级车辆荷载产生的内力。公路-II 级和公路-I 级采用相同的车辆荷载标准值,公路-II 级车辆荷载纵向布置如图 11.1.45 所示。将公路-II 级车辆荷载的两个 140kN 轴重的后轮(轴距 1.4m)沿桥梁的纵向作用于铰缝轴线上,为最不利荷载。由《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》4.3.1 条表 4.3.1-2 查得重车后轮的着地长度 $a_2 = 0.2 \text{ m}$,着地宽度 $b_2 = 0.6 \text{ m}$,车轮在板上的布置及其压力分布图形如图 11.1.46 所示,铺装层总厚 $H = 0.05 + 0.15 = 0.20 \text{ m}$,则板上荷载压力面的边长为

$$a_1 = a_2 + 2H = 0.2 + 2 \times 0.20 = 0.6 \text{ m}$$

$$b_1 = b_2 + 2H = 0.6 + 2 \times 0.20 = 1.0\text{m}$$

由图 11.1.46 可知, 重车后轴两轮的有效分布宽度重叠, 重叠的长度为

$$(0.3 + 0.71) \times 2 - 1.4 = 0.62\text{m}$$

则铰缝处纵向两个车轮对于悬臂根部的有效分布宽度

$$a = a_1 + d + 2l_0 = 0.6 + 1.4 + 2 \times 0.71 = 3.42\text{m}$$

$$1 + \mu = 1 + 0.3 = 1.3$$

作用于每米宽板条上的弯矩

$$M_{sp} = -(1 + \mu) \frac{P}{4a} \left(l_0 - \frac{b_1}{4} \right) = -1.3 \times \frac{2 \times 140}{4 \times 3.42} \times \left(0.71 - \frac{1.0}{4} \right) = -12.24\text{kN} \cdot \text{m}$$

P 为在有效分布宽度内作用于铰缝的轴重之和, $P = 140 \times 2 = 280\text{kN}$ 。

相应于每米宽板条活荷载最大弯矩时的每米宽板条上的剪力

$$V_{sp} = (1 + \mu) \frac{P}{4a} = 1.3 \times \frac{2 \times 140}{4 \times 3.42} = 26.61\text{kN}$$

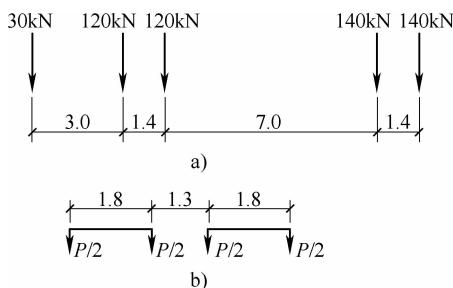


图 11.1.45 公路-II级车辆荷载 (单位: m)

a) 纵向布置 b) 横向布置

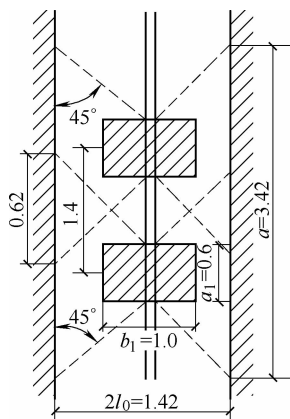


图 11.1.46 车辆荷载两个后轴轮荷载

作用于铰缝轴线上 (单位: m)

第二节 T 形截面简支梁桥

一、荷载横向分布计算

(一) 横向分布系数

作用在桥梁上的荷载包括恒荷载与活荷载。

为了对主梁截面进行设计及验算, 必须求出恒荷载与活荷载 (计入冲击力) 在主梁中所产生的内力。由于恒荷载沿桥横向一般总是对称分布的, 因此对于恒荷载内力可近似地把空间结构简化成平面问题来计算。但在计算活荷载内力时有所不同, 须注意以下特点。

在公路桥梁中, 在桥的横向设有多车道, 可以同时行驶几行并列的汽车。汽车活荷载在桥的横向移动, 使多根主梁中的各根主梁承受到不同的活荷载, 这就存在着主梁荷载横向分配的问题。因此, 对公路桥进行主梁内力计算时, 不仅要考虑到竖向活荷载沿桥跨方向的最不利位置, 而且还应考虑到活荷载沿桥横向的最不利位置。

为了说明这个问题，现举一个简单的例子。

图 11.2.1 表示一座简单的桥梁，其计算跨径为 5m，有两片钢筋混凝土矩形截面的主梁。主梁间距为 2m。主梁上铺有两端伸臂的预制桥面板，桥面两侧栏杆的净距为 3.00m。现有 100kN 重的汽车（图 11.2.2）通过。汽车前轴重力为 30kN，后轴重力为 70kN。

现在我们求①号主梁的最大距中弯矩 $M_{0.5l}$ 和支点剪力 V_0 。

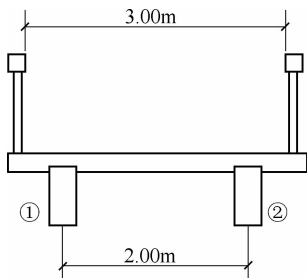


图 11.2.1

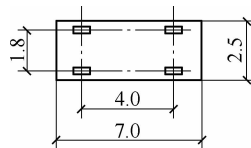


图 11.2.2 汽车的平面尺寸（单位：m）

1. 求最大跨中弯矩 $\max M_{0.5l}$ （图 11.2.3）

为了使①号主梁受力最大势必将一个车轮的轮压直接落在①号主梁上，另一个落在两片主梁中间，离①号主梁 1.80m（小于 2.00m）（图

11.2.3a）。如轮轴重为 P ，则每个轮的压力为 $\frac{P}{2}$ 。既

然预制桥面板简支于主梁上，那么，①号主梁对桥面荷载反力影响线很容易绘出（图 11.2.3b）。左轮压下的影响线坐标为 $\eta_1 = 1$ ，右轮压下为 $\eta_2 = 0.1$ ，则①号主梁所分配到的轮压为

$$(\eta_1 + \eta_2) \frac{P}{2} = (1 + 0.1) \frac{P}{2} = 0.55P = mP$$

由此可见，车辆过桥时，两片主梁所分配到的荷载是不相同的。如车辆偏左，则①号主梁最大受载为 $0.55P$ ；反之，则②号主梁最大受载也为 $0.55P$ 。

这里所用的影响线称荷载横向分布影响线，是单位荷载沿横向作用在不同位置时，对某梁所分配到的荷载比值变化曲线。给出了该梁在同一纵向坐标上所分配到的不同荷载作用力，这样就可对单根主梁，利用结构力学方法（影响线）来求解主梁截面内力了。这就是利用荷载横向分布来计算公路桥主梁内力的基本概念。

按荷载横向分布影响线进行最不利加载，就可以求得车辆作用在桥上时，某主梁可能分得的最大荷载 P_i 。这种在桥的横向布置荷载，并确定某片主梁最大受载的方法，称为荷载的横向布置。当荷载的横向布置确定后，即能用荷载横向分布影响线求出该梁被分配到的荷载值 P_i 。将分配到的荷载值 P_i 除以车辆的轴重，称为荷载横向分布系数。这是一个表征荷载分布程度的系数，表示某根主梁所承担的最大荷载是桥上作用车辆荷载各个轴重的倍数，用符号 m

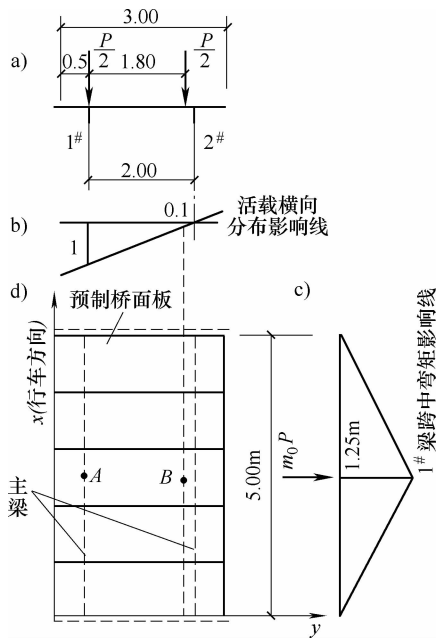


图 11.2.3

表示,通常 $m < 1$ 。显然,桥梁结构一定,轮重在桥上的位置确定。则每根主梁的横向分布系数也是一个定值。而各根主梁的 m 值是不一样的。

对于①号梁在汽车荷载作用下计算出来的系数 $m = \frac{1}{2} \sum \eta$, 称该片主梁的汽车荷载横向分布系数。无论荷载在纵向怎样布置,则①号主梁将受到的最大荷载为车轴作用在桥上荷载的 $m = 0.55$ 倍。

荷载的纵向布置是要使主梁跨中产生最大的弯矩。先作出主梁跨中弯矩影响线(图 11.2.3c), 最重的轮轴布置在跨中弯矩影响线最大坐标值上(即跨中), 另一个轮轴已落在主梁跨径范围以外。这样①号主梁跨中最大弯矩(考虑冲击影响的增大系数 $1 + \mu$) 为

$$\max M_{0.5l} = (1 + \mu) m P \times 1.25 = 1.3 \times 0.55 \times 70 \times 1.25 = 62.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

式中, $P = 70 \text{ kN}$ (汽车后轴重), 假定冲击系数 $\mu = 0.3$, $(1 + \mu) = 1.3$, 1.25 为主梁跨中弯矩影响线最大坐标值 η 。

从图 11.2.3d 可以看出, 当汽车后轮落在桥面上 A 、 B 两点时, ①号主梁的跨中弯矩为最大。 A 、 B 两点是通过汽车横向和纵向“最不利位置”的布置后得到的。

2. 求最大的支点反力 V_0

为了使①号主梁支点反力最大, 同样要将车辆尽可能靠近①号主梁。荷载的横向布置、荷载横向分布影响线以及荷载横向分布系数 m , 同前面所讲的完全一样。所不同的是车轮的纵向布置。由①号主梁支点反力影响线可知, 后轮应布置在支点上, 而前轮布置在桥跨间(反力影响线坐标值为 0.2 , 如图 11.2.4c 所示)。因此, ①号主梁支点最大剪力为

$$\begin{aligned} \max V_0 &= (1 + \mu) m (70 \times 1 + 30 \times 0.2) \\ &= 1.3 \times 0.55 \times 76 = 54.3 \text{ kN} \end{aligned}$$

从图 11.2.4d 可以看出, 当汽车后轮落在桥面上 A 、 B 两点, 前轮落在 C 、 D 两点时, ①号主梁支点的剪力为最大。 A 、 B 、 C 、 D 四点也是通过车辆横向和纵向“最不利位置”的布置后得来的。

公路桥一般都是多片主梁, 各片主梁之间又通过横梁、桥面板连接成一个整体。这是一个空间结构, 当荷载作用在某一点时, 整个结构同时受力。究竟每片主梁受多大的荷载, 这些荷载又是怎样分布的, 这是一个相当复杂的力学问题, 较为正确的

计算相当繁琐。为了叙述简单起见, 首先分析一下在中间主梁的跨中作用有一个集中力 P 时, 桥梁横向刚度对主梁荷载分配的影响。图 11.2.5 绘出了不同横向刚度时的主梁变位情况。

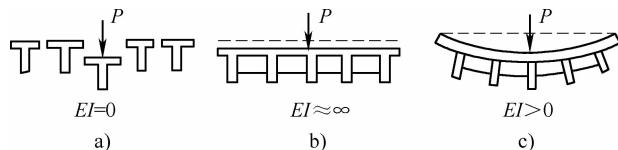


图 11.2.5 不同横向刚度时的主梁变位

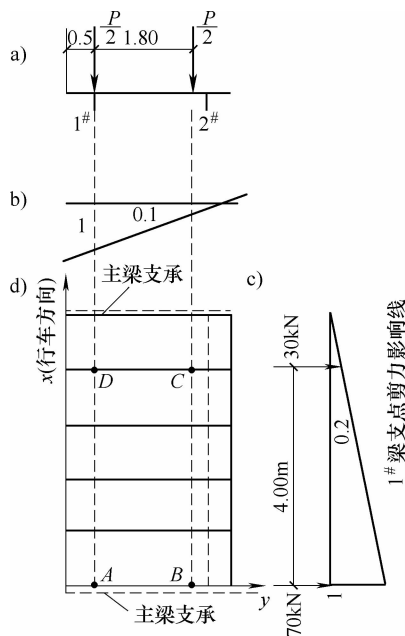


图 11.2.4

图 11.2.5a 所示为由五根主梁组成的横向无任何联系的结构。在集中力 P 作用下，只有中间一根主梁受力，其余主梁均不受任何影响。也就是说，中间梁的横向分布系数 $m = 1$ ，其他梁的横向分布系数 $m = 0$ 。显然，这是一种很不经济又不合理而整体性也极差的结构。

图 11.2.5b 则表示为另一种极端的情况：主梁的横向联系为绝对刚性，即横向抗弯刚度为无穷大。在同样的集中力 P 作用下，五根主梁只发生相同的竖向线位移，而无横向的挠曲变形，每根主梁均承受 $\frac{P}{5}$ 的力，所以各梁的横向分布系数 $m = 0.2$ 。

对钢筋混凝土桥而言，实际的横向构造刚度既非为零，也非无穷大，而是介于这两者之间。在集中力 P 作用下，各主梁产生的变位是按某种曲线变化的，图 11.2.5c 所示。由于在相同截面情况下，各根主梁所分配到的荷载是与其变位成正比的，因此主梁的荷载横向分配也是按同一种曲线变化的，则其横向分布系数也必然界于 1 与 0.2 之间。横向连接刚度越大，横向分布作用越显著，各主梁分担的荷载也越趋均匀。

在公路桥的横截面上，并非只作用一个集中力，而是可以布置多行并列的汽车，如图 11.2.6 所示。为了获得某一根主梁所能分配到的最大活荷载，应当在符合桥面净宽及横向最小净距的原则下，在桥梁横截面上将车辆布置到最不利位置，并利用主梁横向荷载分配影响线，求其最大值。

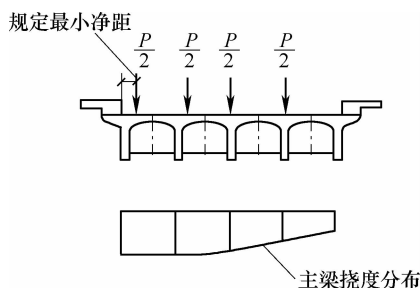


图 11.2.6 主梁荷载分配的实际情况

显然，同一座桥梁内各根梁的荷载横向分布系数 m 是不相同的，不同类型的荷载（如汽车、人群荷载等）其 m 值也各异，而且荷载在梁上沿纵向的位置对 m 也有影响。

由于施工特点、构造设计等的不同，钢筋混凝土梁式桥上可能采用不同类型的横向结构。因此，为使荷载横向分布的计算能更好地适应各种类型的结构特性，实践上往往把实际的结构，通过某些假定，忽略了某些影响因素，使其简化成某种计算模型进行近似求解。

关于横向分布系数的主要计算方法，目前常用的有：

- 1) 杠杆原理法，把横隔梁（或桥面板）视作两端简支在主梁上的简支梁（图 11.2.7）。
- 2) 偏心受压法，把横隔梁视作刚度极大的梁图（11.2.8）。

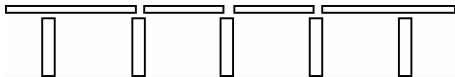


图 11.2.7 杠杆原理法的计算图式

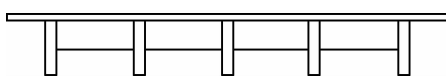


图 11.2.8 偏心受压法的计算图式

在上述的计算方法中，杠杆原理法适用于计算双梁式跨中和支点、多梁式支点（刚性支座）的横向分布系数；偏心受压法适用于计算有中横隔梁窄桥（桥宽和桥跨之比小于 0.5）的跨中横向分布系数；上列两种实用的计算方法所具有的共同特点是：从分析荷载在桥上的横向分布出发，求得各梁的荷载横向分布影响线，从而通过横向最不利布载来计算荷载横向分布系数 m ，有了作用于单梁上的最大荷载，就能按熟知的方法求得主梁的活荷载内力值。

钢筋混凝土梁桥的恒荷载一般比较大，即使在计算活荷载内力中会带来一些误差，但对于主梁总的设计内力来说，这种误差的影响一般不会太大。

（二）杠杆原理法

按杠杆原理法进行荷载横向分布的计算，其基本假定是忽略主梁之间横向结构的联系作

用,即假设桥面板在主梁上断开,而当做沿横向支承在主梁上的简支板或带悬臂的简支板来考虑。

图 11.2.9a 所示即为桥面板直接搁在工字形主梁上的装配式桥梁。当桥上有车辆荷载作用时,很明显,作用在左边带悬臂的简支板上的轮重 $\frac{P_1}{2}$ 只传递至 1 号和 2 号梁,作用在中部简支板上者只传给 2 号和 3 号梁(图 11.2.9b),也就是,板上的轮重 $\frac{P_1}{2}$ 各按简支梁反力的方式分配给左右两根主梁,而反力 R_i 的大小只要利用简支板的静力平衡条件即可求出,这就是通常所谓作用力平衡的“杠杆原理”。如果主梁所支承的相邻两块板上都有荷载,则该梁所受的荷载是两个支承反力之和。如图 11.2.9b 中 2 号梁所受的荷载为 $R_2 = R'_2 + R''_2$ 。

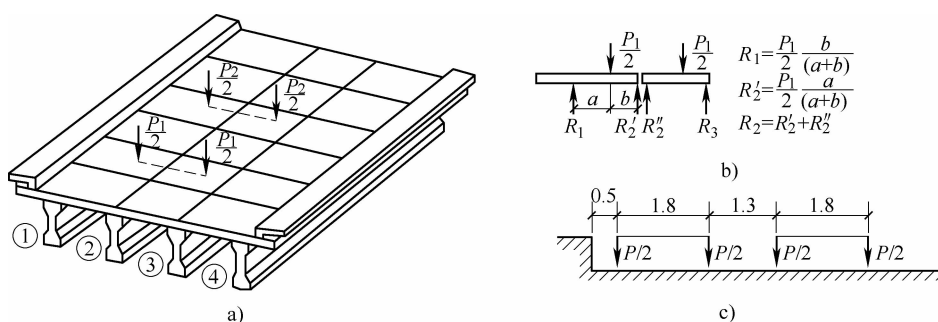


图 11.2.9 杠杆原理的受力图式 (单位: m)

a) 荷载布置示意 b) 杠杆原理的概念 c) 车辆荷载的横向布置

为了求主梁所受的最大荷载,通常可利用简支梁反力影响线来进行,在此情况下,它也就是计算荷载横向分布系数的横向影响线,如图 11.2.10 所示。

设 η 为该影响线上相对应于所布置的各个车轮位置的竖坐标,则对该主梁而言,在汽车荷载作用下其荷载横向分配系数 m (一个轴重 P 的乘数) 为

$$m = \frac{\sum \frac{P}{2} \eta}{P} = \frac{1}{2} \sum \eta$$

荷载横向分配影响线上的竖坐标 η 值,必须根据桥梁的实际构造情况,选用受力基本符合这种构造的计算方法来加以确定。

有了各根主梁的荷载横向影响线,就可根据各种活荷载,如汽车和人群的最不利荷载位置求得相应的横向分布系数 m_{0q} 和 m_{0r} ,如图 11.2.10 所示,这里 m_0

表示按杠杆原理法计算的荷载横向分布系数,拼音字母的脚标 q 和 r 相应表示汽车和人群荷载。图中 $P_{0r} = P_r a$ 为人群荷载的等效集中力,它表示顺桥纵向每延米人群荷载的强度。

人群荷载为人行道全宽布置的均布荷载,不存在横向移动问题,故通过某侧人行道上有无人群荷载来判断是否最不利状况。假如某侧人行道上人群荷载会减轻某梁受力,则该侧不必布置人群荷载。

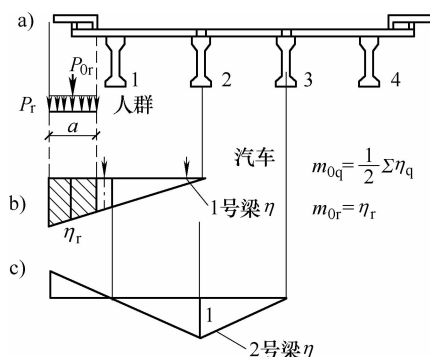


图 11.2.10 按杠杆原理法计算
横向分布系数

人群荷载的横向分布系数按下列公式计算

$$m_{0r} = \eta_r$$

式中 η_r ——影响线上与人群荷载的等效集中力 P_{0r} 相对应的竖标值；角标 0 表示按杠杆原理法计算。

尚须注意，采用杠杆原理法计算时，应当计算出每根主梁的横向分布系数，以便得到受载最大的主梁的最大内力，该最大内力将作为设计的依据。

图 11.2.11a 所示为一钢筋混凝土公路桥桥面的横截面。双车道加两边人行道，六根主梁。把主梁 2、3、4、5 顶上的桥面板当做是由纵向缝断开的，成为多跨简支板形式。作出每根梁的横向分布影响线（图 11.2.11b、c、d）。例如，1 号边梁受到的荷载只是悬臂桥面板 1—2 的支承力 A_1 ；2 号梁受到的荷载来自于两方面（一是悬臂桥面板 1—2，二是桥面板 2—3）的支承力 A_2 ……。

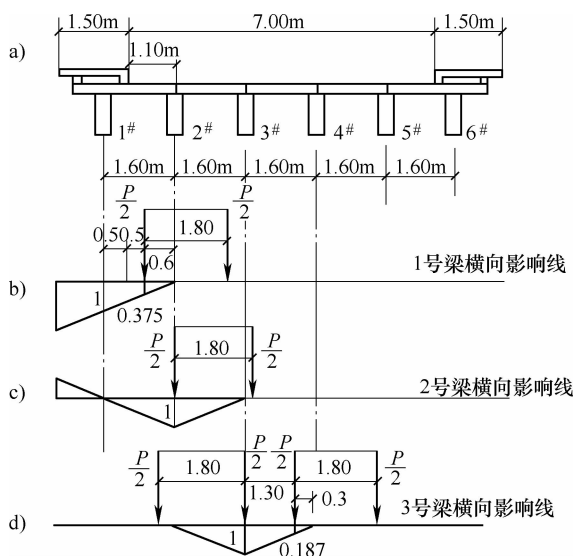


图 11.2.11

如要求出 1 号主梁所受的最大荷载，可利用支承力 A_1 的影响线（图 11.2.11b），在桥梁横向把车辆的轮重安排在最不利的位置上。以 P 表示汽车前轴或后轴的压力， $\frac{P}{2}$ 即为轮压力。按《公路桥涵设计通用规范》^① 规定，汽车轮距为 1.80m，两列汽车车轮间距为 1.30m，车轮距离人行道缘石最少为 0.5m。因此排出对 1 号主梁最不利的荷载位置，从而求出最大的荷载

$$\max A_i = \sum \frac{P}{2} \eta_i$$

对 1 号主梁

$$\max A_1 = \frac{P}{2} \cdot 0.375 = 0.188P$$

同样，对 2 号主梁

$$\max A_2 = \frac{P}{2} \cdot 1 = 0.5P$$

① 即《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62—2004）的简称，余同。

对 3 号主梁
$$\max A_3 = \frac{P}{2}(1 + 0.187) = 0.594P$$

上列系数 0.188, 0.50, 0.594 等表示各主梁可能分配到的最大荷载（即分配到的作用力）等于一列汽车轮轴压力 P 应乘以的系数，称为主梁的最不利荷载横向分布系数，简称荷载横向分布系数，通常用 m_0 表示。

全桥共 6 根主梁，因为左右对称，可以求出数值不等的 m_0 有三个，其中又以 3 号主梁的 m_0 为最大，即 3 号主梁承担的活荷载最大，因此，将用 3 号主梁的 m_0 值控制设计。

若求某根主梁在某种荷载作用下的荷载横向分布系数 m ，关键是寻求横向最不利的荷载布置状态，也就是要使 A 取得最大值的状态。 A 值采用下列公式计算。

$$A = \max(\sum \text{轮重} \times \text{对应的竖坐标值})$$

即在《公路桥涵设计通用规范》要求的条件内，将该荷载在该梁的横向分布影响线上横向移动，找到使 A 达最大的位置，求出 A 值。如果对于双车道，横向布置两辆车还不如布置一辆车算出的 A 值大，则取一辆车的最不利布置作为最不利状态。同理，多车道也应试算横向车辆减少时的 A 值，以期求得最大值。人群荷载亦是如此，只有某侧人群能使其值增大，才考虑此侧布置人群荷载。若最终算出 A 值小于零，则意味着该荷载能减轻某梁的受力，此时只有当桥上无此类荷载时才是最不利荷载状态，即取 $A = 0$ 。应注意，每一辆车自身的轮数、轮距和轴距是不可改变的，不管它的某一轮重是否压在影响线的负值区上。

若遇到无横隔梁的装配式箱形截面梁桥，则假设箱形截面不变形，该梁横向影响线中的该箱形截面梁范围内取竖标值为 1，如图 11.2.12 所示。

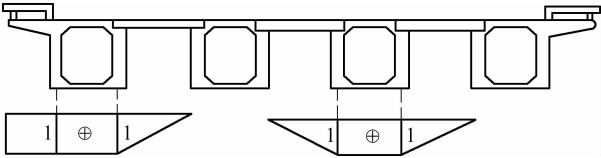


图 11.2.12 无横隔梁装配式箱形截面梁桥的主梁横向影响线

对于图 11.2.13 所示的双主梁桥，采用杠杆原理法计算荷载的横向分布系数是足够精确的。

对于一般多梁式桥，不论跨度内有无中间横隔梁，当桥上荷载作用在靠近梁支点处时，例如当计算支点剪力时的情形，荷载的绝大部分通过相邻的主梁直接传至墩台。再看集中荷载直接作用在端横隔梁上的情况，端横梁是连续于几根主梁之间的。由于不考虑支座和主梁本身的压缩变形，显然荷载将主要传至两个相邻的主梁支座，即连续端横隔梁的支点反力与多跨简支梁的反力相差不多。因此，在实践中人们习惯偏于安全地用杠杆原理分布法来计算荷载位于靠近主梁支点时的横向分布系数。主梁支点处的横向分布系数用 m_0 表示。

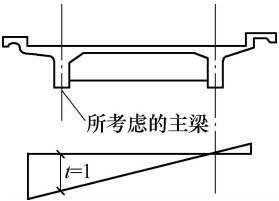


图 11.2.13 杠杆分配法

杠杆原理法也可近似地应用于横向联系很弱的无中间横隔梁的桥梁。但是这样计算的荷载横向分布系数，通常对于中间主梁会偏大些，而对于边梁则会偏小。

【11.2.1】 用杠杆原理法求支点处各梁的横向分布系数 m_0

条件：图 11.2.14 所示一桥面净空为：净 7m + 2 × 0.75m 人行道的钢筋混凝土 T 形截面梁桥，共 5 根主梁。

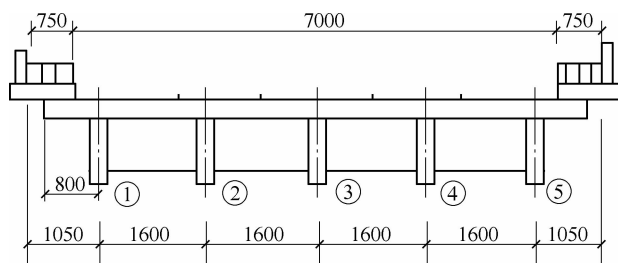


图 11.2.14 (单位: mm)

要求: 试求荷载位于支点处时各梁的荷载横向分布系数 m_0 。

【解答】

(1) 首先绘制 1 号梁、2 号梁和 3 号梁的荷载横向影响线, 如图 11.2.15b、c、d 所示。

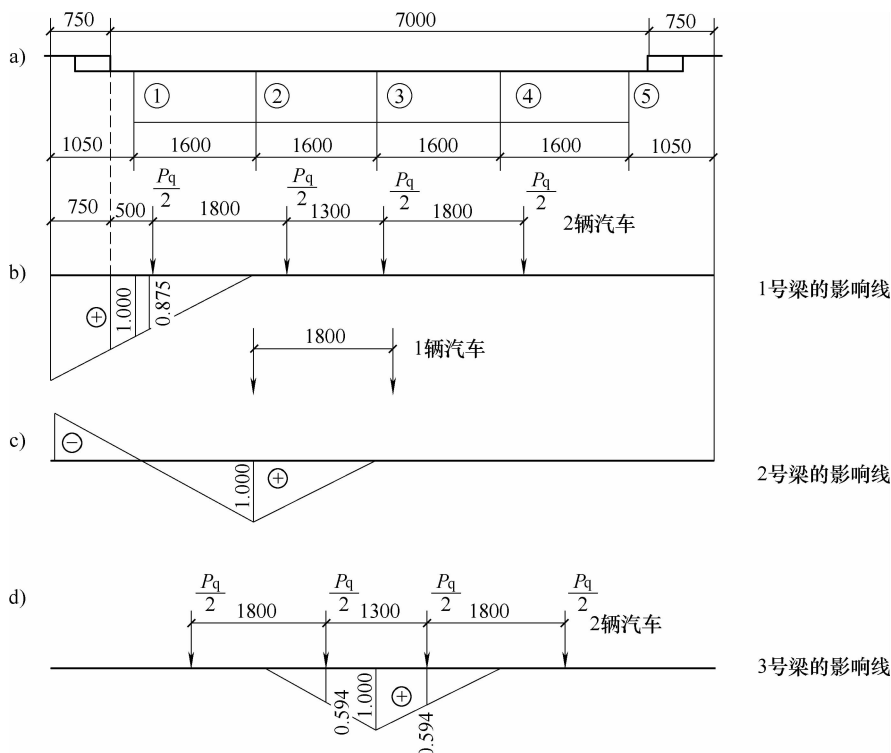


图 11.2.15 (单位: mm)

(2) 汽车荷载的横向分布系数 m_{0q} 。先根据《公路桥涵设计通用规范》，对于汽车荷载的规定是汽车横向轮距为 1.80m，两列汽车车轮的横向最小间距为 1.30m，车轮距离人行道缘石最少为 0.50m。在横向影响线上确定荷载沿横向最不利的布置位置，再求出相应于荷载位置的影响线竖标值 η 。具体位置和 η 值如图 11.2.15 所示。

再求出横向所有荷载分布给各个梁的最大荷载值

$$1 \text{ 号梁} \quad \max A_{1q} = \frac{P_q}{2} \sum \eta_q = \frac{P_q}{2} \times 0.875 = 0.438 P_q$$

$$2 \text{ 号梁} \quad \max A_{2q} = \frac{P_q}{2} \sum \eta_q = \frac{P_q}{2} \times 1.0 = 0.5 P_q$$

$$3 \text{ 号梁} \quad \max A_{3q} = \frac{P_q}{2} \sum \eta_q = \frac{P_q}{2} \times 2 \times 0.594 = 0.594 P_q$$

此处, P_q 为汽车荷载的轴重, $\frac{P_q}{2}$ 为每个轮重。

对汽车荷载的横向分布系数 $m_{0q} = \frac{1}{2} \sum \eta_q$ 。所以各个梁的横向分布系数分别为:

$$1 \text{ 号梁} \quad m_{0q} = \frac{1}{2} \times 0.875 = 0.438$$

$$2 \text{ 号梁} \quad m_{0q} = \frac{1}{2} \times 1.0 = 0.5$$

$$3 \text{ 号梁} \quad m_{0q} = \frac{1}{2} \times 2 \times 0.594 = 0.594$$

(3) 人群荷载的横向分布系数 m_{0r} 。将人群荷载 p_r (N/mm^2) 表示成每延米人群荷载的强度 $P_{0r} = P_r a$ (N/m)。此处, a 为人行道的宽度, $a = 75\text{cm}$ 。 P_{0r} 的布置位置的相对应的影响线竖标值如图 11.2.16 所示。

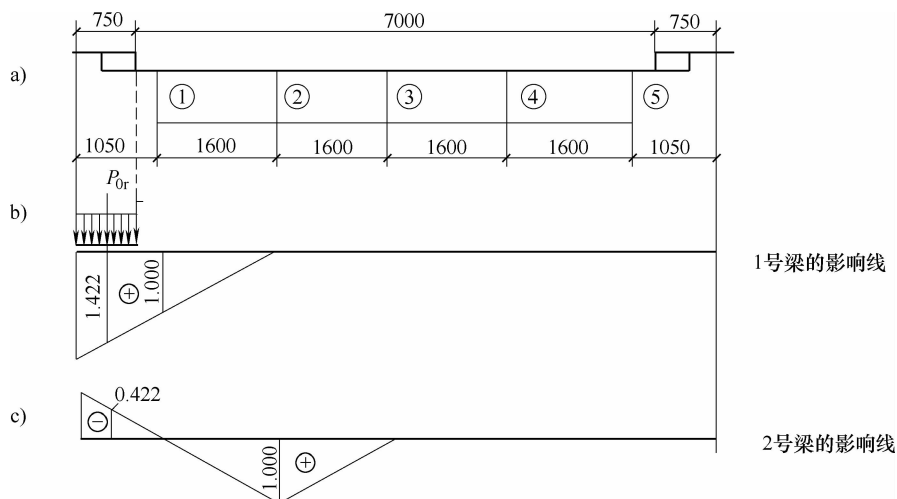


图 11.2.16 (单位: mm)

作用在各个梁的最大荷载值分别为:

$$1 \text{ 号梁} \quad \max A_{1r} = P_{0r} \eta_r = P_{0r} \times 1.422 = 1.422 P_{0r}$$

$$2 \text{ 号梁} \quad \max A_{2r} = P_{0r} \times (-0.422) = -0.422 P_{0r}$$

$$3 \text{ 号梁} \quad \max A_{3r} = P_{0r} \times 0 = 0$$

人群荷载的横分布系数 $m_{0r} = \eta_r$ ，分别为：

1 号梁 $m_{0r} = 1.422$

2 号梁 $m_{0r} = -0.422$

3 号梁 $m_{0r} = 0$

(三) 偏心压力法（刚性横梁法）

在钢筋混凝土梁桥上，通常除在桥的两端设置横隔梁外，还在跨度中央，甚至跨度四分点处设置中间横隔梁，这样可以显著增加桥梁的整体性，并加大横向结构的刚度。在具有可靠横向连接的桥上，且在桥的宽跨比 B/L 小于或接近于 0.5 的情况时（一般称为窄桥），车辆荷载作用下中间横隔梁的弹性挠曲变形同主梁的相比较微不足道。也就是说，中间横隔梁像一根刚度无穷大的刚性梁一样保持直线的形状，如图 11.2.17 所示，图中 ω 表示桥跨中央的竖向挠度。从桥上受荷后横向各主梁的变形（挠度）规律来看，它类似于杆件偏心受压的情况，这就是偏心受压法计算荷载横向分布的基本前提。鉴于横隔梁无限刚性的假定，此法也称“刚性横梁法”。

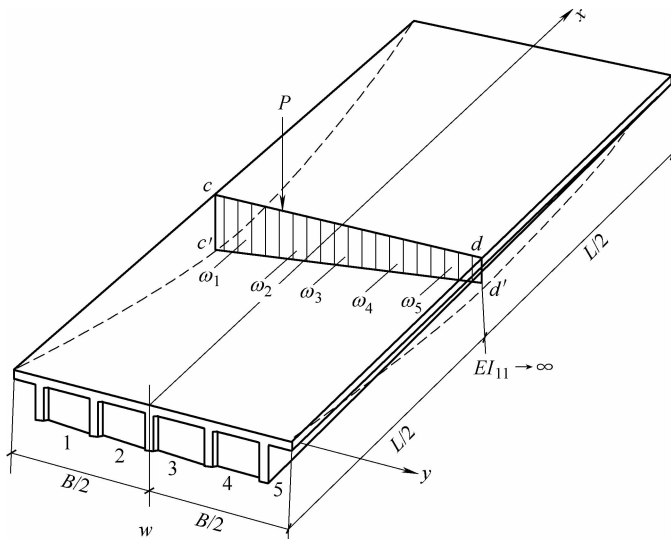


图 11.2.17 梁桥挠曲变形（刚性横梁）

在讨论这个方法时，我们首先应当注意两点：

(1) 主梁的弹性挠度 w 是与其所分配到的荷载值 A 成正比例的，主梁的挠度越大，说明所分配的荷载值也越大。

(2) 既然假定横梁是连续的刚体，横梁本身是直线，当它作刚体位移（平行下挠和刚体转动）后也保持为直线。这样，沿桥宽方向各片主梁的挠度值也将是按直线分布。

现在来研究，作用于桥跨中央的单个荷载 P ，是怎样按偏心压力法传到各主梁上去的（图 11.2.18）。

设荷载 P 在桥梁横截面上作用是偏心的，即作用在离横截面中心线 e 的位置上（图 11.2.18a）。将偏心作用的荷载 P 平移到中心轴上去，用一个作用在中心线上的 P 和一个作用于刚性横梁上的力偶矩 $M = Pe$ 去代替（图 11.2.18b）。偏心荷载 P 的作用，可以分解为中心荷载 P 的作用和力偶矩 M 的作用，然后进行叠加：

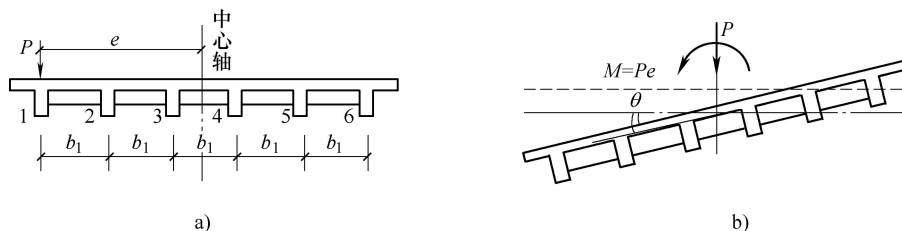


图 11.2.18

(1) 中心荷载 P 作用下, 由于横梁假定是刚性的, 只能发生均匀的竖向位移, 各片主梁的挠度相等, 说明每片主梁所分配到的荷载是相等的。

(2) 在力偶矩 $M = Pe$ 作用下, 如果主梁在横截面上是关于中心线对称布置的, 而横截面产生一个绕刚性横梁中点的微小转角 θ 。

这种受力情况和受偏心受压的“上刚下柔房屋底层柱轴力的计算”的受力情况类似, 所以可以用式 11.2.1 求出每根主梁所承受的荷载值。

当各主梁截面相同时, 任一主梁 i 所受到的荷载值为

$$A_i = A_{0i} + A_{ei} = \frac{P}{n} \pm \frac{Pe}{\sum_{i=1}^n a_i^2} a_i \quad (11.2.1)$$

上式中的第一项为中心荷载 P 作用下各片主梁分配到的荷载值, 式中 A 的下注脚中的“0”表示由于中心荷载的作用, “ i ”表示梁号, 因主梁有 n 片, 故 $i = 1, 2, \dots, n$ 。

上式中的第二项为力偶矩 $M = Pe$ 作用下各片主梁分配到的荷载值, 式中 A 的下注脚中的“ e ”表示由于力偶矩的作用, a_i 值为各主梁到中心线的距离。 $\sum_{i=1}^n a_i^2 = (a_1^2 + a_2^2 + \dots + a_n^2)$ 为一常数; P 为外荷载也是常数; e 为荷载作用的位置, 如荷载不是作用在中心线的左侧 (如图 11.2.18a), 而在中心线的右侧, 则 e 为负值。

图 11.2.18 表示有六片等距离 b_1 布置的主梁, 用“刚性”横梁连成整体。当 P 作用在左侧边梁时, 即 $e = 2.5b_1$, 求分配给各片主梁的荷载。

从图 11.2.19 中可以看出: $a_1 = a_6 = 2.5b_1$, $a_2 = a_5 = 1.5b_1$, $a_3 = a_4 = 0.5b_1$, $\sum_{i=1}^6 a_i^2 = 2 \times (2.5^2 + 1.5^2 + 0.5^2) \times b_1^2 = 17.5b_1^2$, $n = 6$ 。代入式 (11.2.1), 得

$$\begin{aligned} A_1 &= \frac{P}{6} + \frac{P(2.5b_1)}{17.5b_1^2} (2.5b_1) = \left(\frac{1}{6} + \frac{5}{14} \right) P \\ &= (0.167 + 0.357) P = 0.524P \\ A_2 &= \left(\frac{1}{6} + \frac{3}{14} \right) P = (0.167 + 0.214) P = 0.381P \\ A_3 &= \left(\frac{1}{6} + \frac{1}{14} \right) P = (0.167 + 0.071) P = 0.238P \\ A_4 &= (0.167 - 0.071) P = 0.096P \\ A_5 &= (0.167 - 0.214) P = -0.047P \\ A_6 &= (0.167 - 0.357) P = -0.190P \end{aligned}$$

将每片主梁所分配到的荷载值，绘于其主梁之下，将各点纵标相连，便得出直线图形图 11.2.19a，这条曲线即为 P 荷载作用在左侧边梁时，各主梁的荷载分布曲线。很明显，根据平衡条件， $A_1 + A_2 \cdots + A_6 = P$ ，即主梁对横梁的反力的代数和应与外荷载 P 相等，常以此作为校核条件。同样，可以作出 P 作用在其他位置时在各主梁上的荷载分布曲线图 11.2.19b、c。

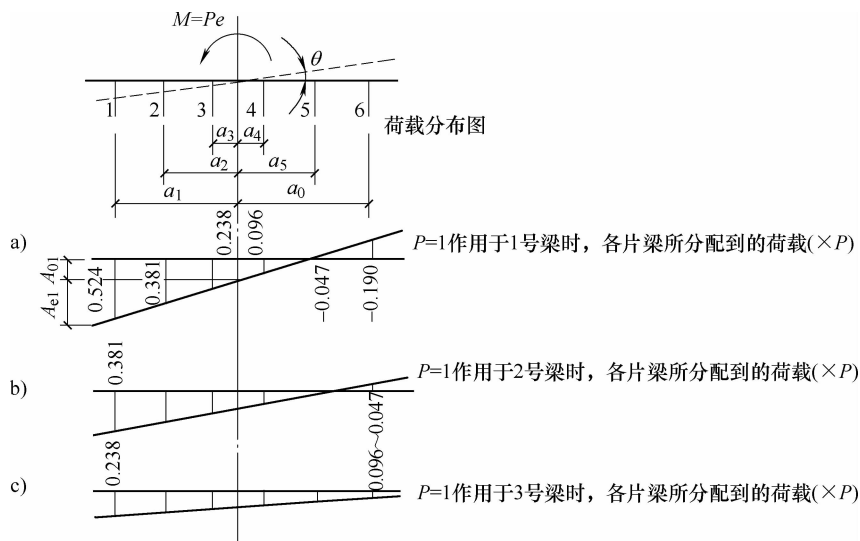


图 11.2.19

令式 (11.2.1) 中的 $P=1$ ，即单位集中荷载，主梁 i 所受的力用 η_i 表示，则

$$\eta_i = \frac{1}{n} \pm \frac{ea_i}{\sum_{i=1}^n a_i^2} \quad (11.2.2)$$

式中， $\frac{1}{n}$ 和 $\sum_{i=1}^n a_i^2$ 均为常数。

第二项中的 a_i 对于某一主梁 i 来说是定值（例如 a_1 对于 1 号梁是定值， a_2 对于 2 号梁， a_3 对于 3 号梁……都是定值）。所以，该主梁的受力 η_i 就因为荷载 $P=1$ 的作用位置的偏心距 e 而变化。 η_i 便是主梁 i 受力的函数式， e 便是自变量，它们的关系是直线关系。

如果我们在荷载作用的位置上，将式 (11.2.2) 求得的 η_i 值作为竖标值，并将各点竖标值相连，便得一条直线，这条直线称 i 梁的荷载横向分布影响线。

图 11.2.20a、b、c 分别表示 1、2、3 号主梁的荷载横向分布影响线。即 $P=1$ 在不同的 e_i 位置时， i 号梁所分配到的荷载值。

有了主梁的荷载横向分布影响线，就可以沿桥的横向布置最不利的车轮位置，计算主梁的最大影响量，即该主梁受荷载 A_i 的最大值

$$\max A_i = \frac{P}{2} (\eta_1 + \eta_2 + \cdots + \eta_n) = \frac{P}{2} \sum \eta_i = m_c P \quad (11.2.3)$$

所得的 $m_c = \frac{1}{2} \sum \eta_i$ （对计算汽车荷载而言），就是主梁 i 的荷载横向分布系数。

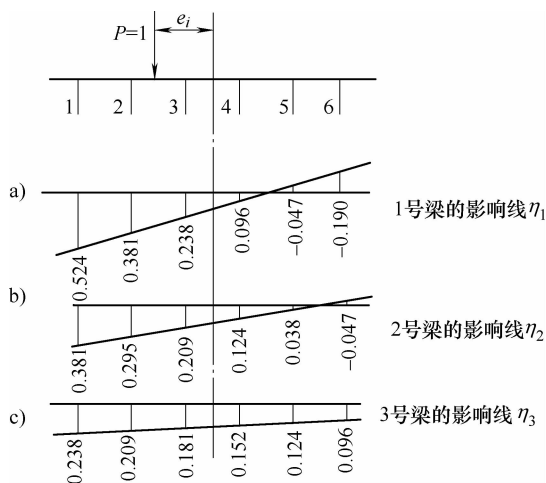


图 11.2.20

【11.2.2】 用偏心压力法求跨中各梁的横向分布系数 m_e 。

条件：计算跨径 $L = 19.50\text{m}$ 的桥梁横截面如图 11.2.14 所示。

要求：试求荷载位于跨中时梁的荷载横向分布系数 m_{eq} （汽车荷载）和 m_{cr} （人群荷载）。

【解答】 此桥在跨度内设有横隔梁，具有强大的横向连接刚性，且承重结构的长宽比为

$$\frac{L}{B} = \frac{19.50}{5 \times 1.60} = 2.4 > 2$$

故可按偏心压力法来绘制横向影响线并计算横向分布系数 m_e 。

本桥各根主梁的横截面均相等，梁数 $n = 5$ ，梁间距为 1.60m ，则

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^5 a_i^2 &= a_1^2 + a_2^2 + a_3^2 + a_4^2 + a_5^2 \\ &= (2 \times 1.60)^2 + 1.60^2 + 0 + (-1.60)^2 + (-2 \times 1.60)^2 \\ &= 25.60\text{m}^2 \end{aligned}$$

(1) ①号梁的横向分布系数 m_e 。

1) ①号梁的横向影响线。由式 (11.2.2) 得①号梁横向影响线的竖标值：

当 $P = 1$ 作用于①号梁上，此时， $e_1 = 2 \times 1.6 = 3.2\text{m}$ ， $a_1 = 2 \times 1.6 = 3.2\text{m}$ 。①号梁的反力为

$$\eta_{11} = \frac{1}{n} + \frac{e_1 a_1}{\sum_{i=1}^n a_i^2} = \frac{1}{5} + \frac{(2 \times 1.60)^2}{25.60} = 0.20 + 0.40 = 0.60$$

当 $P = 1$ 作用于⑤号梁上时，此时， $e_5 = 2 \times (-1.6\text{m}) = -3.2\text{m}$ 。①号梁的反力为

$$\eta_{15} = \frac{1}{n} - \frac{e_5 a_1}{\sum_{i=1}^n a_i^2} = \frac{1}{5} + \frac{(-3.2) \times 3.2}{25.6} = 0.20 - 0.40 = -0.20$$

由于 η 只是变量 e 的线性函数，影响线为直线，故只需确定两点即可定此直线。连接 η_{11} 和 η_{15} 得①号梁的横向影响线，如图 11.2.21 所示。

进而由 η_{11} 和 η_{15} 计算横向影响线的零点位置，设零点至①号梁位的距离为 x ，则

$$\frac{x}{0.60} = \frac{4 \times 1.60 - x}{0.20}; \text{解得 } x = 4.80\text{m}$$

零点位置已知后,就可求出各类荷载相应于各个荷载位置的横向影响线竖标值 η_q 和 η_r 。设人行道缘石至①号梁轴线的距离为 Δ , 则

$$\Delta = (7.00 - 4 \times 1.60) / 2 = 0.3\text{m}$$

2) 汽车荷载的横向分布系数 m_{eq} 。图 11.2.22 中按《公路桥涵设计通用规范》规定确定了汽车荷载的最不利荷载位置和对应的影响线竖标值。

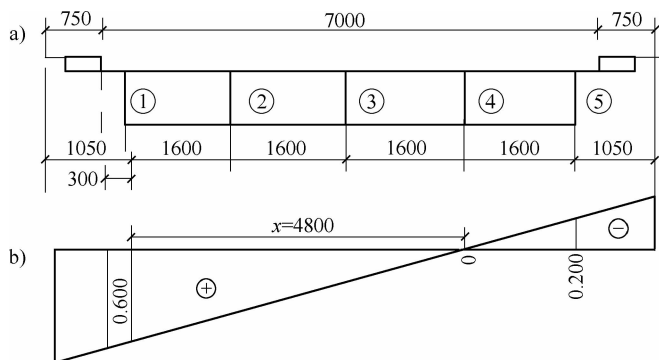


图 11.2.21 (单位: mm)

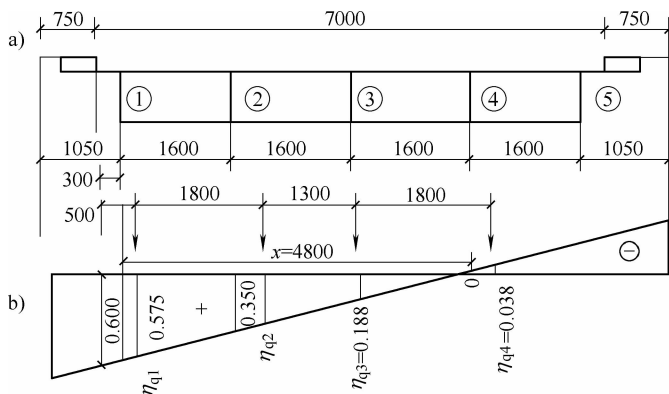


图 11.2.22 (单位: mm)

横向分布系数 m_{eq} 计算如下

$$m_{eq} = \frac{1}{2} \sum \eta_q = \frac{1}{2} (0.575 + 0.35 + 0.188 - 0.038) = 0.538$$

也可按下式计算, 式中 x_{qi} 表示影响线零点到各个轮重位置的距离

$$\begin{aligned} m_{eq} &= \frac{1}{2} \sum \eta_q = \frac{1}{2} (\eta_{q1} + \eta_{q2} + \eta_{q3} + \eta_{q4}) \\ &= \frac{1}{2} \frac{\eta_{11}}{x} (x_{q1} + x_{q2} + x_{q3} + x_{q4}) \\ &= \frac{1}{2} \times \frac{0.60}{4.80} (4.60 + 2.80 + 1.50 - 0.30) = 0.538 \end{aligned}$$

3) 人群荷载的横向分布系数 m_{er} 。图 11.2.23 中列出了人群荷载的等效集中力 $P_{0r} = P_r \times 750$ 的位置和对应影响线竖标值 η_r 。横向分布系数 m_{0r} 可按下列式计算

$$m_{cr} = \eta = \frac{\eta_{11}}{x} \quad x_r = \frac{0.60}{4.80} \times \left(4.80 + 0.30 + \frac{0.75}{2} \right) = 0.684$$

式中 x_r ——影响线零到 P_{0r} 位置的距离。

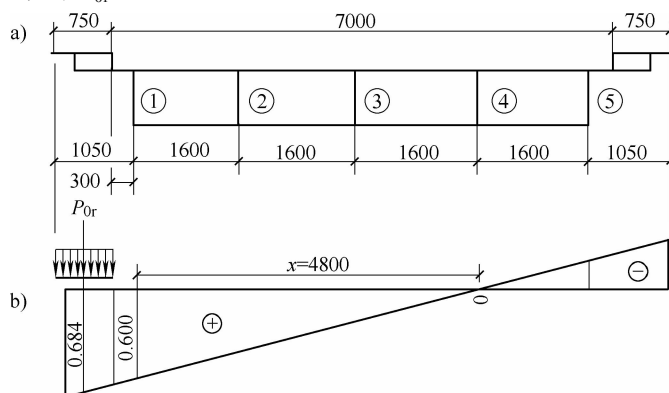


图 11.2.23 (单位: mm)

(2) ②号梁的横向分布系数 m_c 。

1) ②号梁的横向影响线:

当 $P=1$ 作用于①号梁时, ②号梁的反力为

$$\eta_{21} = \frac{1}{n} + \frac{e_1 a_2}{\sum_{i=1}^5 a_i^2} = \frac{1}{5} + \frac{3.2 \times 1.6}{25.60} = 0.2 + 0.2 = 0.4$$

当 $P=1$ 作用于⑤号梁时, ②号梁的反力为

$$\eta_{25} = \frac{1}{n} + \frac{e_5 a_2}{\sum_{i=1}^5 a_i^2} = \frac{1}{5} - \frac{3.2 \times 1.6}{25.60} = 0.2 - 0.2 = 0.0$$

由 η_{21} 、 η_{25} 绘制出②号梁的横向影响线, 零点到①号梁的距离为 $4 \times 1.6 = 6.4\text{m}$, 如图 11.2.24 所示。

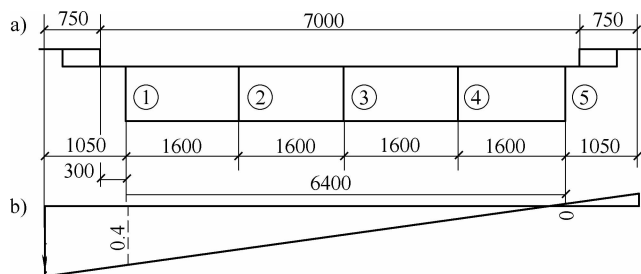


图 11.2.24 (单位: mm)

2) 汽车荷载的横向分布系数。

图 11.2.25 列出了汽车荷载的最不利位置, 横向分布系数由下式确定。

$$m_{cq} = \frac{1}{3} \sum \eta_q = \frac{1}{2} \frac{0.40}{6.40} (6.2 + 4.4 + 3.1 + 1.3) = 0.469$$

3) 人群荷载的横向分布系数。

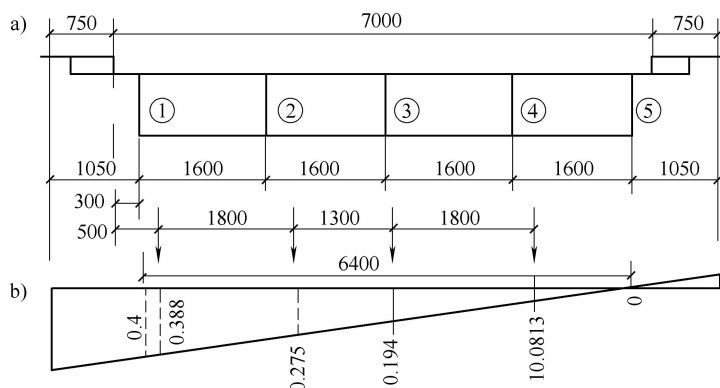


图 11.2.25 (单位: mm)

图 11.2.26 列出了人群荷载的最不利位置, 横向分布系数由下式确定。

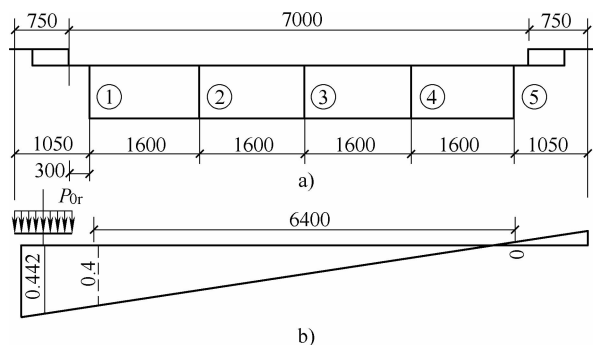


图 11.2.26 (单位: mm)

$$m_{cr} = \eta = \frac{0.40}{6.40} \left(6.40 + 0.30 + \frac{0.75}{2} \right) = 0.442$$

(3) ③号梁的横向分布系数 m_e 。

③号梁的横向影响线:

当 $P=1$ 作用于①号梁时, ③号梁的反力为

$$\eta_{31} = \frac{1}{n} + \frac{e_1 a_3}{\sum_{i=1}^5 a_i^2} = \frac{1}{5} + \frac{3.2 \times 0.0}{25.60} = 0.2 + 0 = 0.2$$

当 $P=1$ 作用于⑤号梁时, ③号梁的反力为

$$\eta_{35} = \frac{1}{n} + \frac{e_5 a_3}{\sum_{i=1}^5 a_i^2} = \frac{1}{5} - \frac{3.2 \times 0.0}{25.60} = 0.2 - 0.0 = 0.2$$

这时的横向影响线是一条 $\eta_i = 0.2$ 的水平线如图 11.2.27 所示。

③号梁的活荷载横向分布系数计算如下:

汽车荷载

$$m_{eq} = \frac{1}{2} \sum \eta_q = \frac{1}{2} (0.2 + 0.2 + 0.2 + 0.2) = 0.4$$

人群荷载

$$m_{er} = \sum \eta = 0.2 + 0.2 = 0.4$$

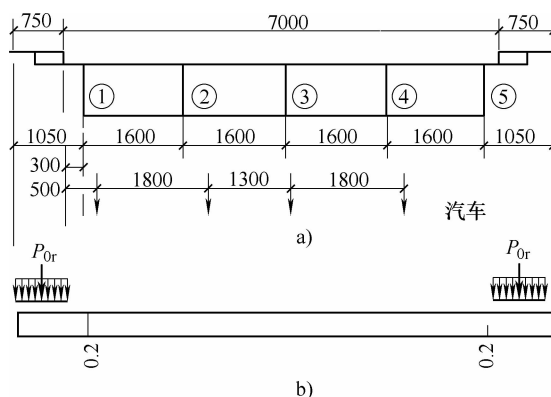


图 11.2.27 (单位: mm)

按偏心压力法求出的主梁横向影响线是直线, 所以就没有必要去求每个轮重下的影响线竖标 η_i , 而只需要把所有轮重合力 R 求出来, 再乘以合力作用下影响线竖坐标 $\bar{\eta}$ 。

【11.2.3】用偏心压力法求横向分布系数 (考虑合力作用)

条件: 如图 11.2.28 所示桥梁横截面, 六根主梁, 车道净宽 8m。

要求: 求 6 号边梁的荷载横向分布系数 m_{eq}

(汽车荷载) 和 m_{er} (人群荷载)。

【解答】6 号边梁的位置与 1 号边梁是对称的。其横向分布影响线 η_6 能直接将图 11.2.28a 的 η_1 影响线反方向 (图 11.2.28b)。按照车辆横向排列的规定, 两列汽车横向位置如图 11.2.28b 所示, 边轮离缘石不小于 0.50m, 因此, 它离 6 号主梁肋的距离为 1.00m。四个轮压的合力 $R = 2P$, 它的位置离边轮为 $1.80 + \frac{1}{2} \times 1.30 =$

2.45m, 即离 6 号主梁肋的距离为 3.45m, 离 4 号主梁肋为 $3.45 - 2 \times 1.60 = 0.25m$, 其合力 $R = 2P$ 的影响线竖标 $\bar{\eta}$ 经 η_3 和 η_4 之间的线性内插得

$$\text{汽车荷载: } \bar{\eta} = 0.096 + (0.238 - 0.096) \frac{(1.60 - 0.25)}{1.60}$$

$$= 0.096 + 0.142 \times \frac{1.35}{1.60} = 0.216$$

$$\max A_6 = 2P \times 0.216 = 0.432P = m_{eq}P$$

$$m_{eq} = 0.432$$

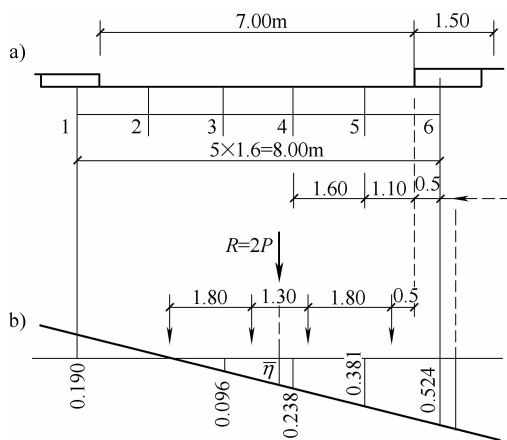


图 11.2.28

人群荷载: $m_{cr} = \left[\frac{8.25}{8} (0.524 + 0.19) \right] - 0.19 = 0.546$

真题

【11.2.4】~【11.2.5】 (2003 年考题)

某公路桥梁, 计算跨径为 25m, 由双车道和人行道组成。桥面宽度为 0.25m(栏杆) + 1.5m(人行道) + 7.0m(车行道) + 1.5m(人行道) + 0.25m(栏杆) = 10.5m。桥梁结构由梁高 1.5m 的 5 根 T 形主梁和 5 根横梁组成, 桥梁结构的布置如图 11.2.29 所示。

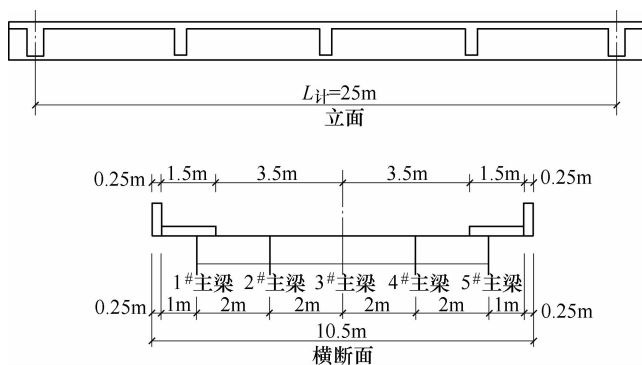


图 11.2.29

真题

【11.2.4】 (2003 年考题)

试问, 1[#]主梁跨中断面由两行汽车车队产生的活载横向分布系数最大值, 与下列何项数值最为接近?

提示: 不计主梁抗扭刚度, 按刚性横梁法即偏心受压法计算横向分布系数, 单行汽车车队汽车轴重为 P 。

(A) 0.500P

(B) 0.510P

(C) 0.520P

(D) 0.530P

【答案】 (B)

【解答】

(1) 绘制 1[#]主梁横向分布影响线 (跨中断面)。

采用偏心受压法的影响线计算公式

$$\eta_i = \frac{1}{n} \pm \frac{ea_i}{\sum a_i^2}$$

式中 η_i ——第 i 根主梁处的影响线竖向坐标值;

n ——主梁根数, 本题 $n=5$;

a_i ——第 i 根主梁到主轴的距离, 本题 $a_1 = a_5 = 4\text{m}$, $a_2 = a_4 = 2\text{m}$, $a_3 = 0$;

e ——单位集中荷载 $P=1$ 作用处到主轴的距离。

确定 1[#]主梁横向分布影响线时, 先将单位集中荷载 $P=1$ 作用在 1[#]主梁处 ($e=4\text{m}$), 计算 1[#]主梁 ($a_1=4\text{m}$) 承担的力即得影响线竖向坐标值 η_1 。

$$\begin{aligned} \eta_1 &= \frac{1}{n} \pm \frac{ea_1}{\sum a_i^2} \\ &= \frac{1}{5} \pm \frac{1 \times 4 \times 4}{0^2 + 2^2 + 2^2 + 4^2 + 4^2} = \left(0.2 + \frac{16}{40} \right) = 0.2 + 0.4 = 0.6 \end{aligned}$$

再将单位集中荷载 $P=1$ 作用在 3[#] 主梁处 ($e=0\text{m}$), 计算 1[#] 主梁 ($a_1=4\text{m}$) 承担的力即得影响线竖向坐标值 η_3 。

$$\begin{aligned}\eta_3 &= \frac{1}{n} \pm \frac{ea_1}{\sum a_i^2} \\ &= \frac{1}{5} \pm \frac{1 \times 0 \times 4}{40} = 0.2 + 0 = 0.2\end{aligned}$$

将 η_1 和 η_3 两点连成直线即为 1[#] 主梁整个横向分布影响线, 如图 11.2.30 所示。

(2) 计算 1[#] 主梁由汽车两行车队在跨中断面产生的横向分布系数最大值。

根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.1 条图 4.3.1-3 布置车队荷载的横向位置, 具体位置如图 11.2.31 所示。直接在影响线上求出各加载位置的 η_i 值, 分别为: 0.50, 0.32, 0.19, 0.01。

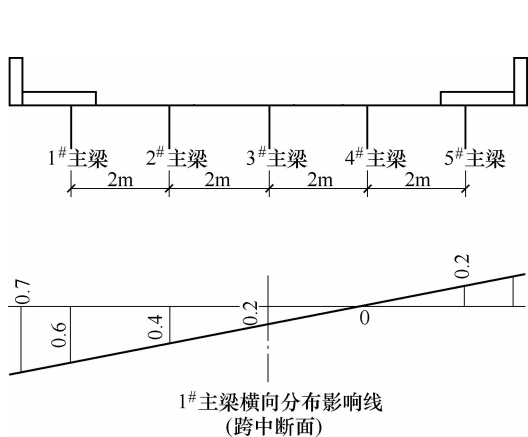


图 11.2.30

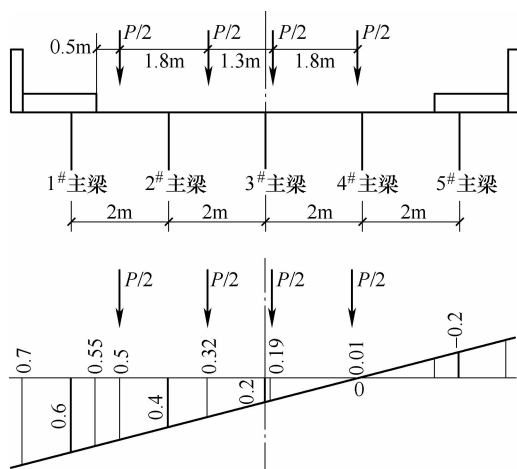


图 11.2.31

计算最大横向分布系数值, 其中 P 为轴重

$$\begin{aligned}m_c &= \frac{1}{2} \sum \eta_i \\ &= (0.5 + 0.32 + 0.19 + 0.01) \times \frac{P}{2} \\ &= 1.02 \frac{P}{2} = 0.51P, \text{ (B) 正确。}\end{aligned}$$

真题 【11.2.5】 (2003 年考题)

试问, 1[#] 主梁跨中断面由人行道上的人群荷载产生的横向分布系数最大值, 与下列何项数值最为接近?

- (A) $0.9275q_k$ (B) $0.9375q_k$ (C) $0.9475q_k$ (D) $0.9575q_k$

【答案】 (B)

【解答】

(1) 求横向分布系数影响线, 同上题。

(2) 布置人群荷载, 如图 11.2.32 所示。

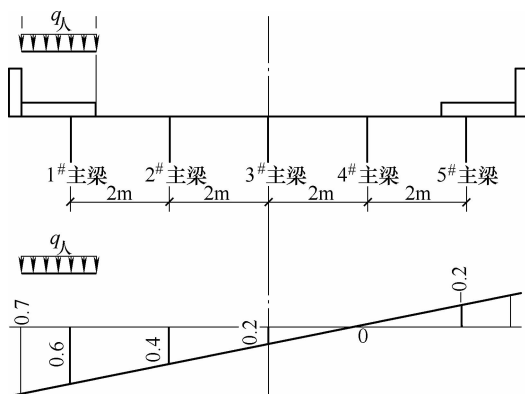


图 11.2.32

(3) 计算人群荷载产生的横向分布系数最大值 m_k 。

$$m_k = (0.7 + 0.55) \times \frac{1.5}{2} \times q_k = 1.25 \times \frac{1.5}{2} \times q_k = 0.9375q_k, \text{ (B) 正确。}$$

(四) 荷载横向分布系数沿桥跨的变化

荷载的横向分布与荷载沿桥跨方向的位置有关, 当荷载位于桥跨中间部分时, 由于桥梁横向结构 (桥面板和横隔梁) 的传力作用, 使所有主梁都参与受力, 因此荷载的横向分布比较均匀。但当荷载在支点处作用在某主梁上时, 如果不考虑支座弹性变形的影响, 荷载就直接由该主梁传至支座, 其他主梁基本上不参与受力。

两种极端情况之间, 必然有过渡的分配规律, 所以, 荷载横向分配规律沿桥跨方向是不同的。因此, 荷载在桥跨纵向的位置不同, 对某一主梁产生的横向分布系数也各异。

在以上所介绍计算荷载横向分布的两种方法中, 通常用“杠杆原理法”来计算荷载位于支点处的横向分布系数 m_0 , 偏心压力法按挠度分配, 适用于计算荷载位于跨中的横向分布系数 m_c 。那么荷载位于桥跨其他位置时应该怎样确定横向分布系数 m 呢? 显然, 要精确计算 m 值沿桥跨的连续变化规律是相当冗繁的, 而且也会使内力计算增添麻烦。因此目前在设计中习惯采用如图 11.2.33 所示的实用处理方法。

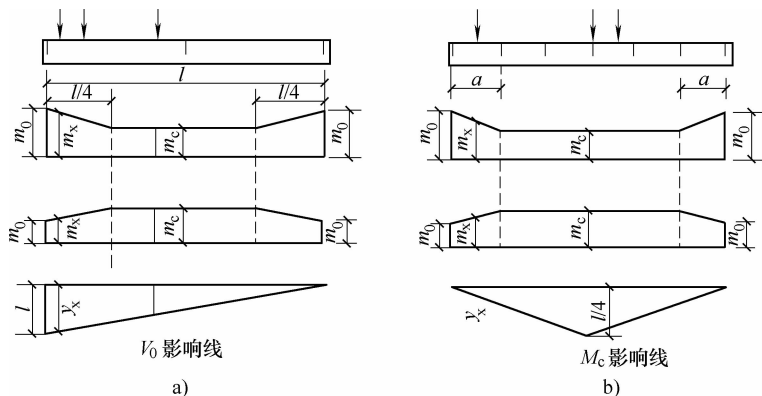


图 11.2.33 m 沿跨长变化图

对于无中间横隔梁或仅有一根中横隔梁的情况,跨中部分采用不变的 m_c ,从离支点 $\frac{l}{4}$ 处起至支点的区段内 m_x 呈直线形过渡,如图 11.2.33 所示。

对于有多根内横隔梁的情况, m_c 从第一根内横隔梁起向 m_0 直线形过渡,如图 11.2.33a 所示。

这样,主梁上的活荷载因其纵向位置不同,就应有不同的横向分布系数。图中 m_0 可能大于也可能小于 m_c ,如图 11.2.33 所示。

(1) 用于弯矩计算的荷载横向分布系数沿桥跨的变化。

在实际应用中,当求简支梁跨中最大弯矩时,考虑将加重车轮布置在跨中附近,鉴于横向分布系数沿跨内部分的变化不大,为了简化起见,通常均可按不变化的 m_c 来计算。

对于其他截面的弯矩计算,一般也可取用不变的 m_c 。

(2) 用于剪力计算的荷载横向分布系数沿桥跨的变化。

在计算主梁的最大剪力(梁端截面)时,鉴于主要荷载位于所考虑一端的 m 变化区段内,而且相对应的内力影响线坐标均接近最大值,如图 11.2.33a 所示,故应考虑该段内横向分布系数变化的影响。对位于靠近远端的荷载,因相应影响线坐标值显著减小,则可近似取用不变的 m_c 来简化计算,如图 11.2.34 所示。

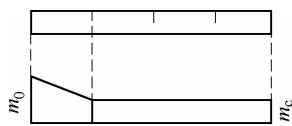


图 11.2.34 计算剪力时横向分布系数沿桥跨方向的变化

对于跨内其他截面的主梁剪力,也可视具体情况计及 m 沿桥跨变化的影响。

二、主梁内力计算

求出主梁的荷载横向分布系数后,就可计算主梁截面内力(弯矩 M 和剪力 V)。有了截面内力后,就可进行主梁截面配筋设计或验算。

主梁内力计算包括结构重力(恒荷载)和活荷载两部分。

1. 恒荷载内力计算

钢筋混凝土桥梁的恒荷载,往往占全部设计荷载很大的比重,梁的跨径越大,恒荷载所占的比重也越大。

在确定计算恒荷载时,为了简化起见,习惯上往往将沿桥跨分点作用的横隔梁重量、沿桥横向不等厚分布的铺装层重量以及作用于两侧的人行道和栏杆等重量均匀地分摊给各主梁承受。因此,对于等截面梁桥的主梁,其计算恒荷载是简单的均布荷载。为了更精确起见,也可根据施工安装的情况,将人行道、栏杆、灯柱和管道等重量像活荷载计算那样,按荷载横向分布的规律进行分配。

对于组合式梁桥,应按实际施工组合的情况,分阶段计算其恒荷载内力。例如,先按预制主梁、现浇桥面板的重量计算仅由预制主梁承受的第一阶段恒荷载内力,再按桥面铺装、人行道、栏杆等重量计算由梁面板和预制主梁结构而成的组合梁所承受的第二阶段恒荷载内力。

确定了计算恒荷载 g 之后,就可计算出梁内各截面的弯矩 M 和剪力 V 。当恒荷载分阶段计算时,应按各阶段的计算恒荷载 g_i 来计算内力,以便进行内力或应力组合。

对于弯矩

$$M_x = \frac{1}{2}gx(L-x) \quad (11.2.4)$$

对于剪力

$$V_x = g \left(\frac{L_0}{2} - x \right) \quad (11.2.5)$$

式中 g ——一根梁所承受沿跨长的荷载集度；

L ——计算跨径；

L_0 ——净跨径；

x ——弯矩和剪力计算截面的位置（以支座为坐标原点）。

【11.2.6】恒荷载作用下主梁的内力计算

条件：如图 11.2.35 所示五梁式装配式钢筋混凝土简支梁桥。已知恒荷载为

1 根主梁： $g_1 = 9.76 \text{ kN/m}$ （自重）

横隔梁：

对于边主梁 $g_2 = 0.61 \text{ kN/m}$

对于中主梁 $g_2^1 = 2 \times 0.61 = 1.22 \text{ kN/m}$

桥面铺装层：

$$g_3 = 3.71 \text{ kN/m}$$

栏杆和人行道：

$$g_4 = 2.00 \text{ kN/m}$$

要求：求主梁的恒荷载内力。

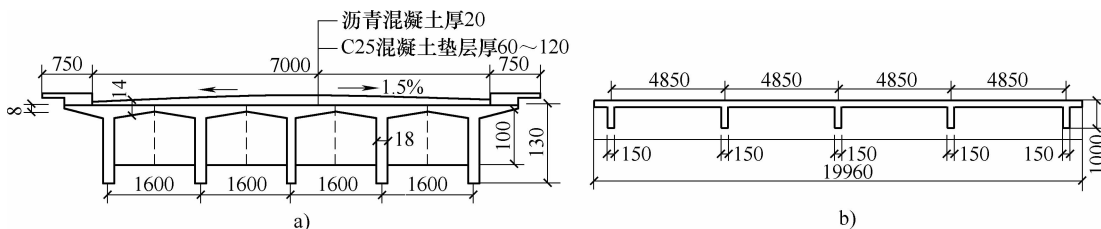


图 11.2.35 主梁和横隔梁简图（单位：mm）

【解答】

(1) 恒荷载集度。

作用于边主梁的全部恒荷载 g 为

$$g = \sum g_i = 9.76 + 0.61 + 3.71 + 2.00 = 16.08 \text{ kN/m}$$

作用于中主梁的恒荷载集度为

$$g' = 9.76 + 1.22 + 3.71 + 2.00 = 16.69 \text{ kN/m}$$

(2) 恒荷载内力。

计算边主梁的弯矩和剪力，计算图式如图 11.2.36a、b 所示，则：

$$M_x = \frac{gl}{2}x - gx \frac{x}{2} = \frac{gx}{2}(l - x)$$

$$V_x = \frac{gl}{2} - gx = \frac{g}{2}(l - 2x)$$

各计算截面的剪力和弯矩值列于表 11.2.1

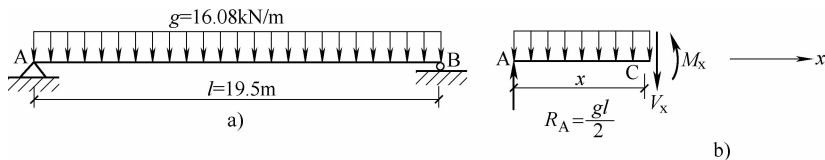


图 11.2.36 恒载内力计算图式

表 11.2.1 边主梁恒荷载内力

内 力 截面位置 x	剪力 V/kN	弯矩 $M/(\text{kN} \cdot \text{m})$
$x=0$	$V=157.0$	$M=0$
$x=\frac{l}{4}$	$V=\frac{16.08}{2}\left(19.5-2\times\frac{19.5}{4}\right)=78.4$	$M=\frac{16.08}{2}\times\frac{19.5}{4}\left(19.5-\frac{19.5}{4}\right)=573.2$
$x=\frac{l}{2}$	$V=0$	$M=\frac{1}{8}\times 16.08\times 19.5^2=764.3$

真题

【11.2.7】~【11.2.8】（2001 年考题）

某公路钢筋混凝土简支梁桥，其计算跨径 $L=14.5\text{m}$ ，主梁由多片 T 形梁组成，其中单片主梁断面尺寸如图 11.2.37 所示。

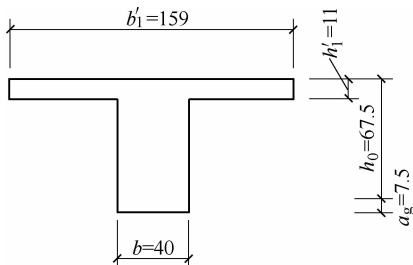


图 11.2.37（单位：mm）

真题

【11.2.7】（2001 年考题）

当主梁恒荷载 $q=22.5\text{kN/m}$ 时，主梁跨中恒荷载弯矩与下列何项数值最为接近？

- (A) $40.781\text{kN} \cdot \text{m}$ (B) $591.328\text{kN} \cdot \text{m}$
(C) $1182.656\text{kN} \cdot \text{m}$ (D) $2365.313\text{kN} \cdot \text{m}$

【答案】(B)

【解答】

$$M = \frac{qL^2}{8} = \frac{22.5 \times 14.5^2}{8} = 591.328\text{kN} \cdot \text{m}, \text{ (B) 正确。}$$

真题

【11.2.8】（2001 年考题）

当主梁恒荷载 $q=22.5\text{kN/m}$ 时，其主梁支点恒荷载剪力值与下列何项数值最为接近？

- (A) 40.781kN (B) 81.563kN (C) 163.125kN (D) 2365.313kN

【答案】 (C)

【解答】

$$V = \frac{qL}{2} = \frac{22.5 \times 14.5}{2} = 163.125\text{kN}, \text{ (C) 正确。}$$

2. 活荷载内力计算

主梁中活荷载内力主要是指由汽车荷载、人群荷载产生的内力。汽车荷载采用车道荷载,它是由均布荷载和一个集中荷载组成。人群荷载按均布荷载考虑。

主梁活荷载内力计算分为两步:第一步求主梁的最不利荷载横向分布系数;第二步应用主梁内力影响线;将荷载乘以横向分布系数后,在纵向的内力影响线上按最不利位置加载,求得主梁最大活荷载内力。第一步已在前面讨论过,第二步即在本段讨论。

截面活荷载内力计算的一般公式可表述如下:

(1) 截面的内力(弯矩或剪力)计算的基本公式

$$S = (1 + \mu) \xi m_i S_k$$

式中 S ——所求截面的内力(弯矩或剪力);

S_k ——所求截面的内力标准值;

μ ——冲击系数;

ξ ——多车道折减系数;

m_i ——沿桥跨纵向与荷载位置对应的横向分布系数。

(2) 截面的内力标准值。

当作用集中力时, $S_k = \sum P_k y_i$

当作用均布力时, $S_k = q_k \Omega$

式中 P_k ——集中荷载标准值;

q_k ——均布荷载标准值;

y_i ——沿桥跨纵向与荷载位置对应的内力影响线竖标值;

Ω ——截面内力影响线的面积。

(3) 截面的内力(弯矩或剪力)的一般公式

当作用集中力时 $S = (1 + \mu) \xi m_i \sum P_k y_i$

当作用均布力时 $S = (1 + \mu) \xi m_i q_k \Omega$

1) 对于车道荷载: $S = (1 + \mu) \xi m_{cq} (q_k \Omega + P_k y_p)$ (11.2.6)

式中 S ——汽车荷载作用下的截面内力(弯矩或剪力);

$(1 + \mu)$ ——考虑冲击影响的增大系数;

m_{cq} ——简支梁跨中位置汽车荷载的横向分布系数;

q_k ——车道荷载的均布荷载标准值;

Ω ——弯矩或剪力影响线的面积;

P_k ——车道荷载的集中荷载标准值;

y_p ——对应于车道集中荷载的影响线最大竖标值。

2) 对于人群荷载: $S_r = m_{cr} P_{or} \Omega$ (11.2.7)

式中 S_r ——人群荷载作用下的截面内力(弯矩或剪力);

P_{or} ——人群荷载标准值;

m_{cr} ——简支梁跨中位置人群荷载的横向分布系数。

当计算简支梁各截面的最大弯矩和跨中最大剪力时,可近似取用不变的跨中横向分布系数 m_c 计算,如图 11.2.38b 所示。

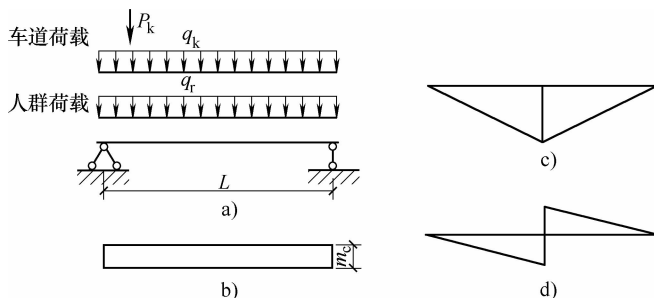


图 11.2.38 跨中内力计算图

a) 车道荷载和人群荷载 b) 沿梁跨的横向分布系数 c) 跨中弯矩影响线 d) 跨中剪力影响线

(1) 跨中截面弯矩。

如图 11.2.39 所示,对于简支梁,任意截面 C 处的弯矩影响线的顶点坐标

$$y = mn/l$$

式中 l ——计算跨径;

m 、 n ——截面 C 距简支梁左、右两支点之间的距离。

跨中截面弯矩影响线的顶点坐标

$$y_k = \frac{mn}{l} = \frac{\frac{l}{2} \times \frac{l}{2}}{l} = \frac{l}{4} \quad (11.2.8)$$

则跨中截面弯矩影响线的面积

$$\Omega_M = \frac{1}{2} y_k l = \frac{1}{2} \frac{\frac{l}{2} \times \frac{l}{2}}{l} l = \frac{l^2}{8} \quad (11.2.9)$$

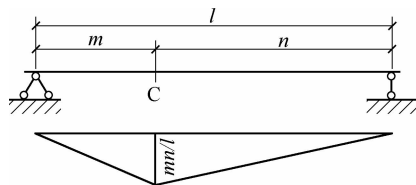


图 11.2.39 简支梁任意截面 C 处的弯矩影响线及跨中截面弯矩影响线的顶点坐标

(2) 支点截面剪力。

支点截面剪力 V 由车道荷载引起的剪力 V_A 和人群荷载引起的支点截面剪力 V_r 组成,如图 11.2.40a 所示。而车道荷载引起的支点剪力 $V = V_{A1} + V_{A2}$, 此处 V_{A1} 、 V_{A2} 分别为由车道荷载集中荷载 P_k 、均布荷载 q_k 引起的支点截面剪力。故支点截面剪力 V 由三项组成

$$V = V_{A1} + V_{A2} + V_r$$

对于支点截面的剪力或靠近支点截面的剪力,需计入由于荷载横向分布系数在梁端区段内所发生的变化,如图 11.2.40b 所示,图 11.2.40c 又列出了支座截面剪力的影响线,从这两张图可以看到在支座附近的横向分布系数和影响线均是变量,这种变化相应增加了计算的复杂程度。

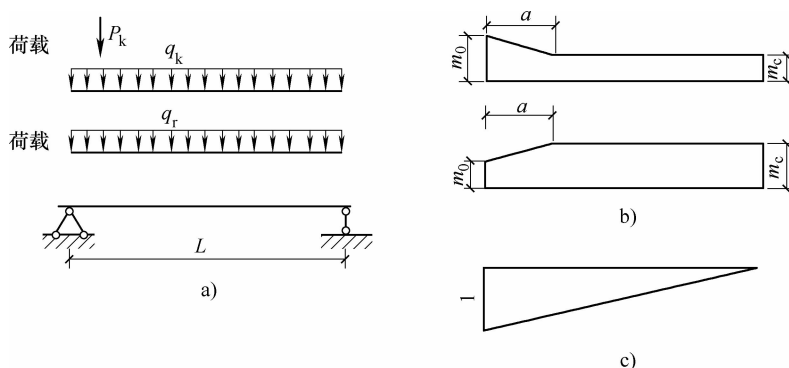


图 11.2.40 支点剪力计算图

a) 车道荷载和人群荷载 b) 沿梁跨的横向分布系数 c) 支点剪力影响线

【11.2.9】活荷载作用下主梁的内力计算（计算跨径 19.50m）

条件：如图 11.2.41 所示五梁式钢筋混凝土简支梁桥。桥梁宽：净 9 + 2 × 1.0m，设计荷载：公路-II 级，人群荷载 3.0kN/m^2 ，计算跨径 19.5m，冲击系数 $\mu = 0.191$ ，①号梁荷载横向分布系数汇总于下表：

自跨中至 1/4 段的分布系数 m_c		支点的分布系数 m_0	
车道荷载	人群	车道荷载	人群
0.611	0.599	0.409	1.273

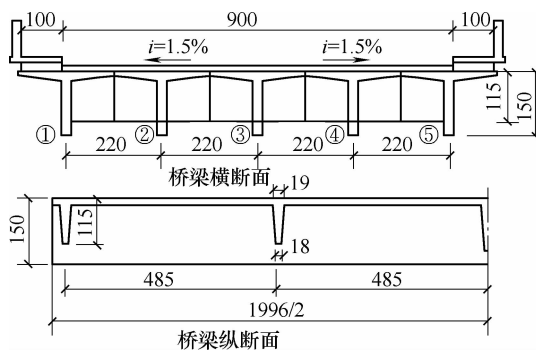


图 11.2.41 桥梁横断面和纵断面图（单位：cm）

要求：计算①号梁的跨中弯矩

【解答】

(1) 冲击系数：

$$\mu = 0.191$$

$$1 + \mu = 1.191$$

(2) 车道荷载的标准值确定。

桥面净宽 $W = 9\text{m}$ ，当车辆双向行驶时，如果 $7.0 \leq W \leq 14.0$ ，横向布置车队数为 2 列车队，不考虑折减系数， $\xi = 1$ 。

公路-I 级车道荷载的集中荷载标准值，当桥梁的计算跨径小于或等于 5m 时，车道荷载的

集中荷载标准值 $P_k = 180\text{kN}$; 当桥梁的计算跨径等于或大于 50m 时, $P_k = 360\text{kN}$; 本例计算跨径 $l = 19.5\text{m}$, 经内插得:

$$P_k = 180 + \frac{19.5 - 5}{50 - 5} \times (360 - 180) = 238\text{kN}$$

公路-I级车道荷载的均布荷载标准值

$$q_k = 10.5\text{kN/m}$$

公路-II级车道荷载为公路-I级车道荷载的 0.75 倍, 则集中荷载标准值

$$P_k = 238 \times 0.75 = 178.5\text{kN}$$

均布荷载标准值

$$q_k = 10.5 \times 0.75 = 7.875\text{kN/m}$$

由式 (11.2.8), 跨中弯矩影响线的最大纵标 $y_k = \frac{l}{4} = \frac{19.5}{4} = 4.875\text{m}$

由式 (11.2.9), 跨中弯矩影响线的面积

$$\Omega_M = \frac{l^2}{8} = \frac{19.5^2}{8} = 47.531\text{m}^2$$

1) 车道荷载。

由式 (11.2.6):

$$\begin{aligned} M_{q_1} &= (1 + \mu) \xi m_{cq} (P_k y_k + q_k \Omega) \\ &= 1.191 \times 1 \times 0.611 \times (178.5 \times 4.875 + 7.875 \times 47.531) \\ &= 905.62\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

2) 人群荷载

人群荷载的集度

$$q_r = 3.0 \times 1.0 = 3.0\text{kN/m}$$

由式 (11.2.7):

$$M_r = m_{cr} q_r \Omega = 0.599 \times 3.0 \times 47.531 = 85.41\text{kN} \cdot \text{m}$$

真题

【11.2.10】(2002 年考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

某后张预应力混凝土梁桥, 其计算跨径 $L = 24.2\text{m}$, 主梁系由多片马蹄 T 形截面梁组成。已求得单片主梁跨中弯矩汽车荷载横向分布系数为 0.64。汽车荷载冲击系数为 0.128。试问, 公路 I 级汽车荷载引起的主梁跨中计算弯矩 ($\text{kN} \cdot \text{m}$) 与下列何项数值最为接近?

- (A) 1375.29 (B) 1465.9 (C) 1676.5 (D) 2423.95

【答案】(C)

【详解】

(1) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.1 条 4 款, 计算跨径 24.2m 的公路-I级车道荷载, 均布荷载: $q_k = 10.5\text{kN/m}$

$$\begin{aligned} \text{集中荷载: } P_k &= 180 + (360 - 180) \times \frac{l - 5}{50 - 5} \\ &= 180 + 180 \times 19.2/45 = 256.8\text{kN} \end{aligned}$$

(2) 影响线。

跨中弯矩影响线的最大纵标

$$y_k = \frac{l}{4} = \frac{24.2}{4} = 6.05 \text{ m}$$

跨中弯矩影响线的面积

$$\Omega_M = \frac{l^2}{8} = \frac{24.2^2}{8} = 73.205 \text{ m}^2$$

(3) 跨中汽车荷载引起的弯矩值

$$\begin{aligned} M_q &= (1 + \mu) \xi m_{cq} (P_k y_k + q_k \Omega) \\ &= (1 + 0.128) \times 1 \times 0.64 \times (256.8 \times 6.05 + 10.5 \times 73.205) \\ &= 1.128 \times 1 \times 0.64 \times 2322.293 = 1676.5 \text{ kN} \cdot \text{m}, \text{ (C) 正确。} \end{aligned}$$

【简解】 $q_k = 10.5 \text{ kN/m}$, $P_k = 256.8 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} M_q &= (1 + \mu) \xi m_{cq} (P_k y_k + q_k \Omega) \\ &= (1 + 0.128) \times 1 \times 0.64 \times (256.8 \times 6.05 + 10.5 \times 73.205) \\ &= 1676.5 \text{ kN} \cdot \text{m}, \text{ (C) 正确。} \end{aligned}$$

真题

【11.2.11】~【11.2.12】 (2001 年考题)

某公路钢筋混凝土简支梁桥, 其计算跨径 $L = 14.5 \text{ m}$, 设计荷载为公路-I 级。主梁由多片 T 形截面梁组成, 其中单片主梁断面尺寸如图 11.2.42 所示。

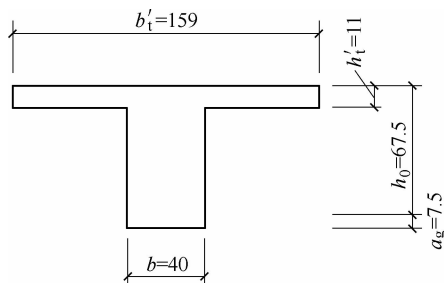


图 11.2.42 (尺寸单位: cm)

真题

【11.2.11】 (2001 年考题)

经计算单片主梁跨中弯矩汽车荷载横向分布系数为 0.412, 当汽车荷载冲击系数假定为 0.125 时, 其主梁跨中汽车荷载引起的弯矩值与下列何项数值最为接近?

- (A) 364 kN · m (B) 390.019 kN · m
(C) 494.2 kN · m (D) 993.921 kN · m

【答案】 (C)

【详解】

(1) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.1 条 4 款, 计算跨径 14.5 m 的公路-I 级车道荷载, 均布荷载: $q_k = 10.5 \text{ kN/m}$

$$\begin{aligned} \text{集中荷载: } P_k &= 180 + (360 - 180) \times \frac{l - 5}{50 - 5} \\ &= 180 + 180 \times 9.5/45 = 218 \text{ kN} \end{aligned}$$

(2) 影响线。

跨中弯矩影响线的最大纵标

$$y_k = \frac{l}{4} = \frac{14.5}{4} = 3.625 \text{ m}$$

跨中弯矩影响线的面积 $\Omega_M = \frac{l^2}{8} = \frac{14.5^2}{8} = 26.28\text{m}^2$

(3) 跨中汽车荷载引起的弯矩值。

$$\begin{aligned} M_q &= (1+\mu)\xi m_{eq}(P_k y_k + q_k \Omega) \\ &= (1+0.125) \times 1 \times 0.412 \times (218 \times 3.625 + 10.5 \times 26.28) \\ &= 1.125 \times 1 \times 0.412 \times 1066.19 = 494.179\text{kN} \cdot \text{m}, \text{ (C) 正确。} \end{aligned}$$

【简解】 $q_k = 10.5\text{kN/m}$, $P_k = 218\text{kN}$

$$\begin{aligned} M_q &= (1+\mu)\xi m_{eq}(P_k y_k + q_k \Omega) \\ &= (1+0.125) \times 1 \times 0.412 \times (218 \times 3.625 + 10.5 \times 26.28) \\ &= 494.179\text{kN} \cdot \text{m}, \text{ (C) 正确。} \end{aligned}$$

真题

【11.2.12】 (2001 年考题)

假定单片主梁计算支点恒荷载剪力 $V_{\text{恒}} = 185.35\text{kN}$, 其支点剪力汽车荷载横向分配系数为 0.524, 汽车荷载冲击系数为 0.152。试按承载能力极限状态计算该梁支点截面最大剪力与下列何项数值最为接近?

(A) 594.91kN (B) 420.691kN (C) 458.78kN (D) 345.959kN

【答案】 (C)

【详解】

(1) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.1 条 4 款, 计算跨径 14.5m 的公路-I 级车道荷载, 均布荷载: $q_k = 10.5\text{kN/m}$

$$\begin{aligned} \text{集中荷载: } P_k &= 180 + (360 - 180) \times \frac{l-5}{50-5} \\ &= 180 + 180 \times 9.5/45 = 218\text{kN} \end{aligned}$$

根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.1 条 4 款, 计算剪力效应 $P_k = 1.2 \times 218 = 261.6\text{kN}$

(2) 影响线。

支座剪力影响线的最大纵标 $y_k = 1.0$

支座剪力影响线的面积 $\Omega_M = 1 \times 14.5/2 = 7.25\text{m}^2$

(3) 汽车荷载引起支座的弯矩值。

$$\begin{aligned} V_{\text{汽}} &= (1+\mu)\xi m_{eq}(P_k y_k + q_k \Omega) \\ &= (1+0.152) \times 1 \times 0.524 \times (261.6 \times 1.0 + 10.5 \times 7.25) \\ &= 1.152 \times 1 \times 0.524 \times 340.35 = 205.24\text{kN} \end{aligned}$$

(4) 根据《公路桥涵设计通用规范》表 1.0.11, 14.5m 简支梁桥属小桥。

根据《公路桥涵设计通用规范》表 1.0.9, 小桥的设计安全等级为三级。

根据《公路桥涵设计通用规范》4.1.6 条, 设计安全等级三级的结构重要性系数 $\gamma_0 = 0.9$ 。

(5) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.1.6 条 1 款, 承载能力极限状态下, 荷载效应(剪力)组合设计值应为式 (4.1.6-2):

$$\gamma_0 S_{\text{ud}} = \gamma_0 (\gamma_G S_{\text{Gd}} + \gamma_{\text{Q1}} S_{\text{Qk}})$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数, 取 0.9;

γ_G ——永久作用效应分项系数, 取 1.2;

γ_{Q1} ——汽车作用效应分项系数, 取 1.4;

S_{Gd} ——永久作用效应标准值, $V_{恒} = 185.35\text{kN}$;

S_{Qk} ——汽车荷载效应标准值, $V_{汽} = 205.24\text{kN}$ 。

$$V_{ud} = 0.9(1.2 \times 185.35 + 1.4 \times 205.24) = 458.78\text{kN}, (C) \text{ 正确。}$$

【简解】 $q_k = 10.5\text{kN/m}$, $1.2P_k = 261.6\text{kN}$

$$V_{汽} = (1 + 0.152) \times 1 \times 0.524 \times (261.6 \times 1.0 + 10.5 \times 7.25) = 205.24\text{kN}$$

$$V_{ud} = 0.9(1.2 \times 185.35 + 1.4 \times 205.24) = 458.78\text{kN}, (C) \text{ 正确。}$$

三、T 形截面梁的翼缘“有效宽度”

如图 11.2.43 所示为一根 T 形截面梁受弯时翼缘板内的应力分布情况, 此时翼缘板内的压应力沿宽度 a 的分布是不均匀的, 梁肋处翼缘板内的压应力最大, 而向梁两侧其翼缘板内的压应力逐渐减小。这种现象称为“应力扩散”或“剪力滞后”或“剪力滞效应”, 简称“剪力滞”。因此, 通常对 T 形截面梁的翼缘板引入“有效宽度”的概念。

上面提到 T 形截面梁“剪力滞后”现象的出现是比较复杂的, 现在只作如下简单的解释。

假设图 11.2.44a 为一矩形截面简支梁, 在竖直荷载作用下, 该梁的顶缘产生均匀的压应力。假设在该梁顶部两侧各加设一块不太宽的翼缘板, 构成翼缘板不宽的 T 形梁, 如图 11.2.44b 所示。当竖直荷载作用时, 该 T 形梁两侧翼缘板将阻止原矩形梁的顶面压缩, 所以使原矩形梁顶面处的压应力减小, 反之, 两侧翼缘板除因竖向挠曲使其顶面产生压应力外, 而且翼缘板在与原矩形梁连接处的侧面承受因梁竖向弯曲由原矩形梁传来的剪切力。对于每一侧的翼缘板来说这传来的剪切力使其成为一根偏心受压杆件, 翼缘板与原矩形梁连接处翼缘板内的压应力较大, 翼缘板顶面压应力与原矩形梁顶面压应力相等。而翼缘板的自由侧板内的压应力较小, 当该 T 形梁两侧翼缘板再加上两块翼缘板, 这两块翼缘板与原 T 形梁翼缘板连接处

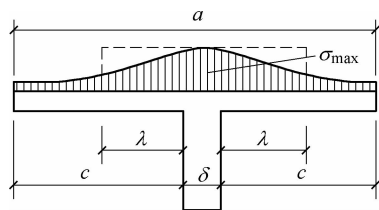


图 11.2.43 T 形截面梁的压应力分布

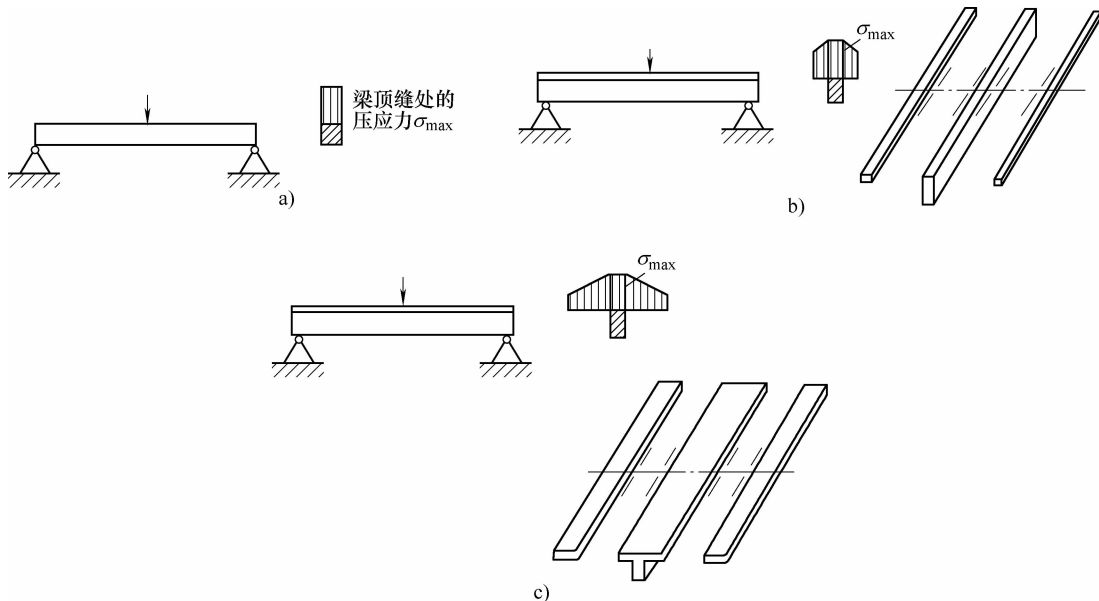


图 11.2.44 T 形截面梁“剪力滞后”

板内压力大于该板自由侧的压应力。因此,具有较宽翼缘板的 T 形梁的顶缘压应力的分布是不均匀的,在梁肋处压应力为最大,离开梁肋逐渐减小,如图 11.2.44c 所示。

对 T 形截面梁的翼缘板引入“有效宽度”的概念。有效宽度为 $2\lambda + \delta$,它由实际应力图形的面积换算成 $2\lambda + \delta$ 与最大应力 $\sigma_{\max}$ 相乘的矩形图形的面积相等来求得。《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》给出了“有效宽度”的具体计算公式。

4.2.2 T 形截面梁的翼缘有效宽度 b'_f ,应按下列规定采用:

1 内梁的翼缘有效宽度取下列三者中的最小值:

1) 对于简支梁,取计算跨径的 $1/3$ 。对于连续梁,各中间跨正弯矩区段,取该计算跨径的 0.2 倍;边跨正弯矩区段,取该跨计算跨径的 0.27 倍;各中间支点负弯矩区段,取该支点相邻两计算跨径之和的 0.07 倍;

2) 相邻两梁的平均间距;

3) $(b + 2b_h + 12h'_f)$,此处, b 为梁腹板宽度, b_h 为承托长度, h'_f 为受压区翼缘悬出板的厚度。当 $h_h/b_h < 1/3$ 时,上式 b_h 应以 $3h_h$ 代替,此处 h_h 为承托根部厚度。

2 外梁翼缘的有效宽度取相邻内梁翼缘有效宽度的一半,加上腹板宽度的 $1/2$,再加上外侧悬臂板平均厚度的 6 倍或外侧悬臂板实际宽度两者中的较小者。

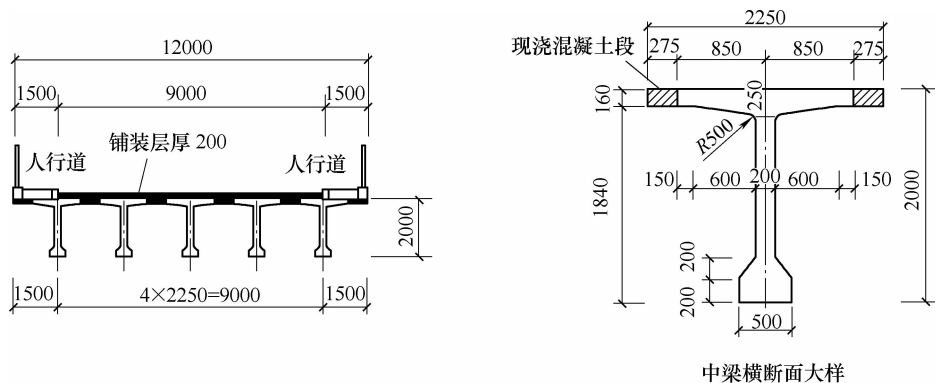
预应力混凝土梁在计算预加力引起的混凝土应力时,预加力作为轴向力产生的应力可按实际翼缘全宽计算;由预加力偏心引起的弯矩产生的应力可按翼缘有效宽度计算。

对超静定结构进行作用(或荷载)效应分析时,T 形截面梁的翼缘宽度可取实际全宽。

真题

【11.2.13】(2011 年考题,原题连锁题中的一道子题,现改写成一道独立题)

某二级干线公路上一座标准跨径为 30m 的单跨简支梁桥,桥梁上部结构由 5 根各长 29.94m、高 2.0m 的预制预应力混凝土 T 形梁组成,梁与梁间用现浇混凝土连接,如图 11.2.45 所示。假定,桥主梁计算跨径以 29m 计。试问,该桥中间 T 形主梁在弯矩作用下的受压翼缘有效宽度 (mm) 与下列何值最为接近?



附注: 1. 图中单位均以 mm 计。
2. 比例示意。

图 11.2.45

- (A) 9670 (B) 2250 (C) 2625 (D) 3320

【答案】 (B)

【详解】

(1) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》4.2.2条1款, T形截面内主梁的翼缘有效宽度取下列三者中的最小值:

1) 对简支梁, 取计算跨径的 $1/3$, $b_f = 29000/3 = 9666.6\text{mm}$

2) 相邻两梁的平均间距, $b_f = 2250\text{mm}$

3) $(b + 2b_h + 12h'_f)$, 此处: $b = 200\text{mm}$ 为 T 形梁腹板宽度, $b_h = 600\text{mm}$ 为承托结构长度, h'_f 为受压区翼缘悬臂板的厚度, $h'_f = 160\text{mm}$ 。

(2) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》4.2.2条1款3项的规定:

当承托根部厚度 h_h 和承托长度 b_h 之比 $\frac{h_h}{b_h} < \frac{1}{3}$ 时, 承托长度 b_h 应以 $3h_h$ 代替。

此处: $h_h = 250 - 160 = 90\text{mm}$, $b_h = 600$, $h_h/b_h = 90/600 = 0.3 < 1/3$ 。

承托根部厚度 $h_h = 3(250 - 160) = 270\text{mm}$

受压翼缘有效宽度

$$b_f = 200 + 2 \times 270 + 12 \times 160 = 200 + 540 + 1920 = 2660\text{mm}。$$

(3) 翼缘有效宽度应为 2250mm , (B) 正确。

【简解】

(1) $b_f = l/3 = 29000/3 = 9666.6\text{mm}$

(2) 相邻两梁的平均间距, $b_f = 2250\text{mm}$

(3) $h_h = 3(250 - 160) = 270\text{mm}$

$$(b + 2b_h + 12h'_f) = 200 + 2 \times 270 + 12 \times 160 = 2660\text{mm}$$

(4) 取 $b_f = 2250\text{mm}$, (B) 正确。

四、挠度、预拱度

一座桥梁如果发生过大的变形, 首先会给人一种不安全的感观, 它不但会导致行车困难, 而且容易使桥面铺装层和结构的辅助设备遭到损坏, 严重者甚至危及桥梁的安全。因此, 必须计算梁的变形 (通常竖向挠度), 以确保结构具有足够的刚度。

桥梁挠度产生的原因有恒荷载挠度和活荷载挠度。恒荷载 (包括长期预应力、混凝土徐变和收缩作用) 是恒久存在的, 其产生挠度与持续时间相关。恒荷载挠度可以通过施工时预设的反向挠度 (又称预拱度) 来加以抵消, 因此桥梁预拱度通常取等于全部恒荷载和一半静活荷载所产生的竖向挠度值, 使竣工后的桥梁达到理想的线形。这意味着在常遇荷载情况下桥梁基本上接近直线状态。对于一般小跨径的钢筋混凝土梁桥, 当恒荷载和静活荷载所计算的挠度不超过 $1/1600$ 时, 可以不设预拱度。

活荷载挠度虽然是临时出现的, 但是随着活荷载的移动, 挠度大小逐渐变化, 在最不利的荷载位置下, 挠度达到最大值, 一旦活荷载驶离桥梁, 挠度就消失。因此, 在桥梁设计中需要验算活荷载挠度来体现结构的刚度特性。

【答案】 (D)

【详解】

(1) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》6.5.3 条, 受弯构件应考虑荷载长期效应, 挠度长期增长系数采用内插取得

$$\eta_{\theta} = 1.35(1.45 - 1.35) \times \frac{80 - 50}{80 - 40} = 1.35 + 0.10 \times \frac{30}{80 - 40} = 1.35 + 0.075 = 1.425$$

(2) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》6.5.3 条, 跨中长期向下挠度 $\delta_{\text{荷}} = 72 \times 1.425 = 102.6\text{mm}$

(3) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》6.5.4 条, 预应力长期向上挠度 $\delta_{\text{预}} = 60 \times 2.0 = 120\text{mm}$

(4) 根据第《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》6.5.5 条, $\delta_{\text{预}} > \delta_{\text{荷}}$, 可不设置向上预挠度, (D) 正确。

【简解】

$$\eta_{\theta} = 1.35 + (1.45 - 1.35) \times \frac{80 - 50}{80 - 40} = 1.425$$

$$\delta_{\text{荷}} = 72 \times 1.425 = 102.6\text{mm}$$

$$\delta_{\text{预}} = 60 \times 2.0 = 120\text{mm}$$

$\delta_{\text{预}} > \delta_{\text{荷}}$, 向上 0, (D) 正确。

第三节 箱形截面梁

箱形截面主要有以下四种形式, 如图 11.3.1 所示。

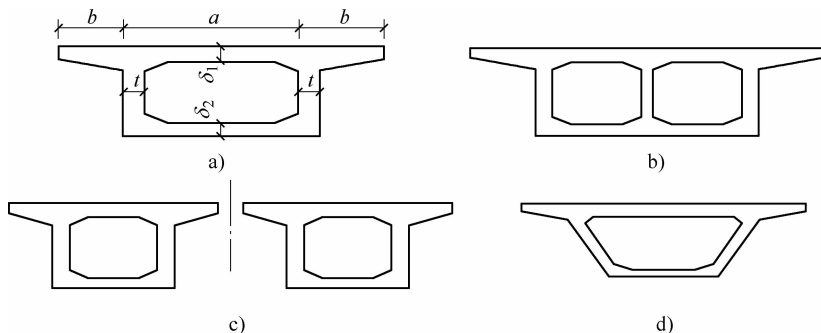


图 11.3.1 箱形截面的基本形式

a) 单箱单室 b) 单箱双室 c) 双箱单室 d) 斜腹板箱梁

(1) 单箱单室, 用得最多, 如图 11.3.1a 所示。

(2) 单箱双室, 如图 11.3.1b 所示。

(3) 双箱单室, 主要用于双幅桥, 如图 11.3.1c 所示。

(4) 箱梁腹板大多采用竖直形式, 但也有采用斜腹板形式, 如图 11.3.1d 所示。

一、箱形截面梁的受力特性及其计算方法

箱形截面梁的抗扭性能远远高于工字形截面梁, 下面以同样的外形尺寸的工字形截面和箱形截面的受力特性进行比较, 如图 11.3.2 所示。在竖向荷载作用下, 因为它们的截面抗弯惯

矩相等，所以它们的抗弯能力是相同的。但如果梁上作用的竖向荷载与截面中心有偏心，梁将受到扭转，这时两种截面的抗扭性能将表现出很大的差异。

如图 11.3.2 中取 $b = d/2$ ， $t = \delta/2$ 及 $\delta = d/20$ ，用材料力学理论计算其应力，那么工字形截面和箱形截面的剪应力见表 11.3.1。

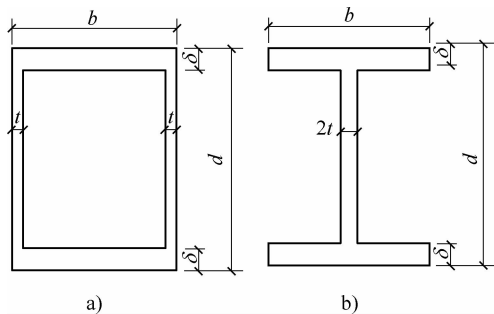


图 11.3.2 工字形截面和箱形截面

表 11.3.1 工字形截面与箱形
截面抗扭能力比较

计算部位	工字形截面	箱形截面
翼缘板或顶(底)板	$\tau = 631.6 \frac{M_k}{d^3}$	$\tau = 20 \frac{M_k}{d^3}$
腹板	$\tau = 631.6 \frac{M_k}{d^3}$	$\tau = 40 \frac{M_k}{d^3}$

因此，以剪应力控制设计时，上述工字形截面和箱形截面所能承受的最大扭矩分别为

$$M_{k(\text{工})} = \tau d^3 / 631.6$$

$$M_{k(\text{箱})} = \tau d^3 / 40$$

两者的比值是 $M_{k(\text{箱})} = 15.79 M_{k(\text{工})}$

即在同样的外形尺寸下，箱形截面所能承受的最大扭矩是工字形截面的 15.79 倍。这表明箱形截面具有很好的抵抗扭矩的能力。

下面进一步来分析箱形截面梁的受力特性。

作用于箱形截面梁的恒荷载一般是对称的，活荷载可以是对称，也可以是非对称的。箱形截面梁在偏心荷载作用下，可能产生弯曲、扭转、畸变及横向挠曲四种基本变形状态。

其中纵向弯曲和扭转主要计算纵向应力，局部横向弯曲主要计算横向应力，畸变则对两者都要计算。

对称纵向弯曲产生竖向变位，在横截面上引起纵向正应力 σ_M 及剪应力 τ_M ，如图 11.3.3a 所示。箱梁肋距不大时，可用材料力学理论计算其应力分布（图中虚线所示），当肋距较大时，需计入“剪力滞效应”，考虑其应力不均匀分布。

箱形截面梁的刚性扭转分为自由扭转和约束扭转，自由扭转不产生纵向正应力，只产生自由扭转剪应力 τ_k ，约束扭转将产生翘曲正应力 σ_y 和约束扭转剪应力 τ_w ，如图 11.3.3b 所示。箱形截面梁扭转的主要变形特征是扭转角 θ 。

畸变（即受扭时截面周边变形）的主要变形特征是畸变角 γ 。薄壁宽箱的矩形截面受扭后无法保持其截面投影仍为原截面，因而产生畸变翘曲正应力 σ_{dw} 和畸变剪应力 τ_{dw} 。同时，由于畸变而引起箱形截面各板横向弯曲在板内产生横向弯曲应力 σ_{dt} ，如图 11.3.3c 所示。

箱形截面梁承受顶板上荷载作用，在纵截面上产生横向弯曲正应力 σ_c 。

偏心荷载作用下箱形截面梁产生以下应力：

$$\text{在横断面上：纵向正应力} \quad \sigma = \sigma_M + \sigma_w + \sigma_{dw} \quad (11.3.1)$$

$$\text{剪应力} \quad \tau = \tau_k + \tau_M + \tau_w + \tau_{dw} \quad (11.3.2)$$

$$\text{在纵断面上：横向弯曲正应力} \quad \sigma_s = \sigma_{dt} + \sigma_c \quad (11.3.3)$$

在中等跨径以上的预应力混凝土连续梁中，多采用箱形横断面。跨径越大，恒荷载占总荷

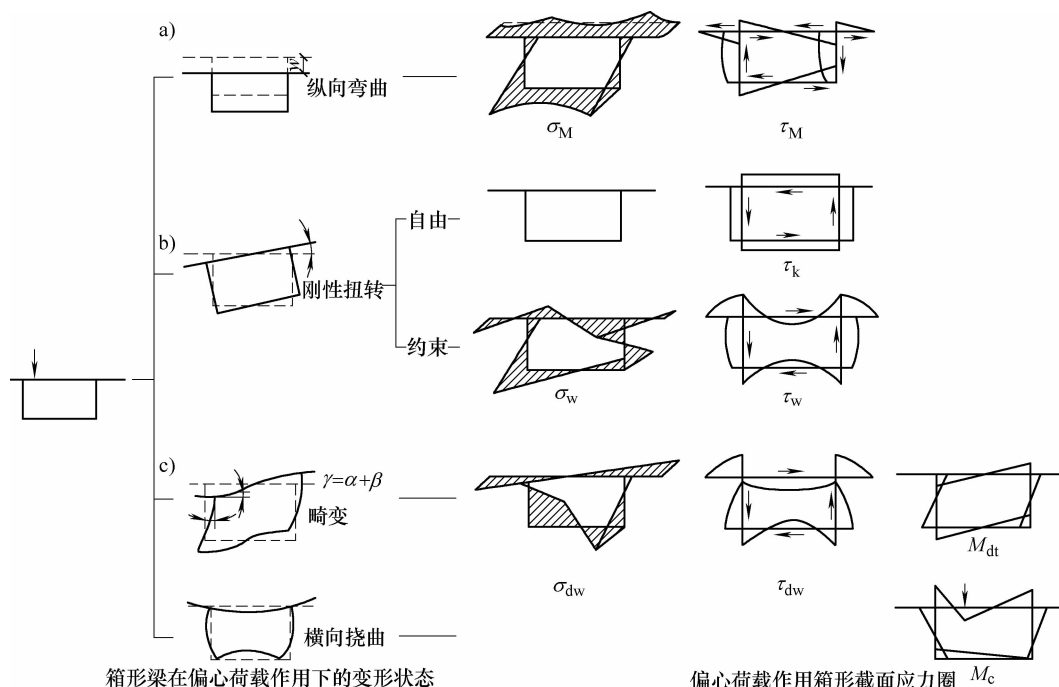


图 11.3.3 箱梁在偏心荷载作用下的变形和应力图

载的比例越大，悬臂施工时，施工期间荷载常常控制设计，因而对称弯曲正应力是主要的，活荷载偏心所产生的扭转应力是次要的。

对于箱壁较厚，或沿梁的纵向布置有一定数量的横隔板，限制箱梁的畸变，只需计算：①纵向弯曲应力；②刚性扭转应力。对于少设或不设横隔板的宽箱薄壁梁，还需计算：①畸变应力；②横向弯曲应力。

当桥面上作用偏心荷载时，整体箱形截面梁的受力可以分为两种情况进行分析：对称荷载作用下的平面弯曲问题和偏转作用下的扭转问题，对于平面弯曲问题，采用一般的材料力学公式就可以计算出横截面上的弯曲正应力和弯曲剪应力；对于扭转问题，计算内容较多，计算也较复杂。

普通钢筋混凝土和预应力钢筋混凝土箱形截面的抗扭刚度很大，由扭转引起的应力一般比平面弯曲引起的应力小得多。从简化计算的目的出发，可以采用先按纯弯构件计算出箱形截面梁的内力，在此基础上再考虑扭转的影响，即在纯弯内力上乘一个增大系数——扭转影响对箱形截面梁内力的不均匀系数 k ，这是一种偏保守的简化计算方法。例如图 11.3.4 所示的单箱三室截面，可以近似地把该结构视做用刚性横梁连接的四根 T 字梁，采用偏心压力法求解各根主梁的横向分布系数 m_i 。偏载时边梁受力最大，一般情况下，边主梁具有最大的 $m_{\max}$ 。为简化起见，假定每根主梁的横向分布系数均达到了 $m_{\max}$ ，考虑到箱形截面梁一般是按全截面来分析其内力，本例截面共由四根主梁组成 ($n=4$)，若每根主梁都承担同样大小的荷载，则应将 $m_{\max}$ 乘以 n ，便得到所谓的扭转影响对箱形截面梁内力的不均匀系数 k 。 $k = m_{\max} n$ 亦称活载内力增大系数，常用的数值为 1.0 ~ 1.2，如单箱单室可取 $k = 1.0$ ，单箱双室可取 $k = 1.2$ 。

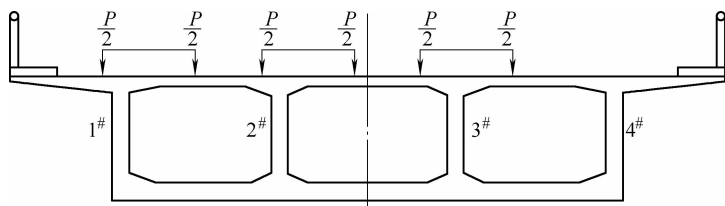


图 11.3.4 扭转影响对箱形梁内力的不均匀系数

箱形梁（按全截面计算）其内力计算的一般公式为

$$S = (1 + \mu) \xi K (q_k \Omega + P_k y_p) \quad (11.3.4)$$

式中 S ——汽车荷载作用下的截面内力（弯矩或剪力）；

$1 + \mu$ ——考虑冲击影响的增大系数；

ξ ——汽车荷载横向折减系数；

K ——扭转影响对箱形截面梁内力的不均匀系数（活荷载内力增大系数）；

q_k ——车道荷载的均布荷载标准值；

Ω ——弯矩或剪力影响线的面积；

P_k ——车道荷载的集中荷载标准值；

y_p ——对应于车道集中荷载的影响线最大竖标值。

真题

【11.3.1】（2006 年考题）

某一级公路设计行车速度 $V=100\text{km/h}$ ，双向六车道，汽车荷载采用公路-I 级。其公路上有一座计算跨径为 40m 的预应力混凝土箱形截面简支梁桥，采用上、下双幅分离式横断面行驶。横断面布置如图 11.3.5 所示。计算该箱形截面梁桥汽车车道荷载时，应按横桥向偏载考虑。假定车道荷载冲击系数 $\mu=0.215$ ，车道横向折减系数为 0.67 ，扭转影响对箱形截面梁内力的不均匀系数 $K=1.2$ ，试问，该箱形截面梁桥跨中断面，由汽车车道荷载产生的弯矩作用标准值（ $\text{kN} \cdot \text{m}$ ），应与下列何项数值最为接近？

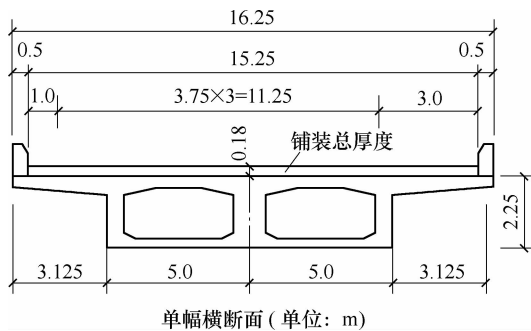


图 11.3.5

(A) 21000

(B) 21500

(C) 22000

(D) 22500

【答案】(A)

【详解】

(1) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.1 条 4 款，计算跨径 $l=40\text{m}$ 的公路-I 级车道荷载，均布荷载： $q_k=10.5\text{kN/m}$

集中荷载： $P_k=180+(360-180) \times \frac{l-5}{50-5}=180+180 \times \frac{35}{45}=320\text{kN}$ 。

(2) 根据《公路桥涵设计通用规范》表 4.3.1-3，采用 4 车道， $n=4$ 。

(3) 根据《公路桥涵设计通用规范》表 4.3.1-4，横向折减系数 $\xi=0.67$ 。

(4) 跨中弯矩影响线竖标最大值为 $y = \frac{l}{4} = \frac{40}{4} = 10\text{m}$, 影响线面积为 $\omega = 40 \times 10/2 = 200\text{m}^2$ 。

(5) 冲击力增大系数 $1 + \mu = 1.215$ 。

(6) 扭转影响对箱形截面梁内力的不均匀系数 $K = 1.2$ 。

(7) 汽车荷载引起的跨中弯矩标准值为

$$\begin{aligned} M_k &= K(1 + \mu)\xi n(q_k \omega + P_k y) \\ &= 1.2 \times (1 + 0.215) \times 0.67 \times 4 \times (10.5 \times 200 + 320 \times 10) \\ &= 20709\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(A) 正确。

【简解】

$$(1 + \mu) = 1.215, n = 4, \xi = 0.67, k = 1.2$$

$$P_k = 180 + \frac{(360 - 180)}{(50 - 5)} \times (40 - 5) = 350\text{kN}$$

$$q_k = 10.5\text{kN/m}, y_{\max} = \frac{l}{4} = \frac{40}{4} = 10\text{m}$$

$$\omega = \frac{1}{2} \times \frac{l}{4} \times l = \frac{1}{8} \times 40^2 = 200\text{m}^2$$

由汽车车道荷载产生的弯矩作用标准值

$$\begin{aligned} M &= (1 + \mu)\xi kn(P_k y_{\max} + q_k \omega) \\ &= 1.215 \times 0.67 \times 1.2 \times 4 \times (320 \times 10 + 10.5 \times 200) = 20709\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(A) 正确。

真题

【11.3.2】~【11.3.3】 (2005 年考题)

设计安全等级为二级的某公路桥梁, 由多跨简支梁组成, 其总体布置如图 11.3.6 所示。每孔跨径 25m, 计算跨径为 24m, 桥梁总宽 10.5m, 行车道宽度为 8.0m, 两侧各设 1m 宽人行道, 双向行驶二列汽车。每孔上部结构采用预应力混凝土箱形截面梁, 桥墩上设立四个支座, 支座的横桥向中心距为 4.5m。桥墩支承在基岩上, 由混凝土独柱墩身和带悬臂的盖梁组成。计算荷载: 公路-I 级。

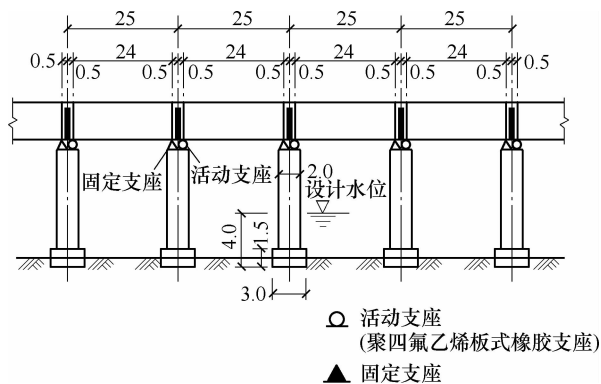


图 11.3.6

真题**【11.3.2】** (2005 年考题)

假定冲击系数 $\mu=0.2$, 试问, 该桥主梁跨中截面在公路-I 级汽车车道荷载作用下的弯矩标准值 M_{Qik} (kN·m), 应与下列何项数值最为接近?

- (A) 5500 (B) 2750 (C) 2300 (D) 4580

【答案】 (A)**【详解】**

(1) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.1 条表 4.3.1-3, 8.0m 行车道宽度按双车道计算, $n=2$ 。

(2) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.1 条 4 款, 计算跨径 24m 的公路-I 级车道荷载。均布荷载: $q_k=10.5\text{kN/m}$

$$\text{集中荷载: } P_k = 180 + \frac{24-5}{50-5}(360-180) = 256\text{kN}$$

(3) 冲击系数 $\mu=0.2$, 冲击力增大系数 $1+\mu=1.2$

(4) 车道荷载下的弯矩标准值为

$$\begin{aligned} M_{Qik} &= \left(\frac{1}{8} \times 10.5 \times 24^2 + \frac{1}{4} \times 256 \times 24 \right) (1+0.20) \times 2 \\ &= (756 + 1536) \times 1.2 \times 2 = 2292 \times 1.2 \times 2 = 2750 \times 2 = 5500\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(A) 正确。

【简解】

$$q_k = 10.5\text{kN/m}, P_k = 180 + \frac{24-5}{50-5}(360-180) = 256\text{kN}, \mu = 0.2$$

$$\begin{aligned} M_{Qik} &= \left(\frac{1}{8} \times 10.5 \times 24^2 + \frac{1}{4} \times 256 \times 24 \right) (1+0.20) \times 2 \\ &= (756 + 1536) \times 1.2 \times 2 = 2292 \times 1.2 \times 2 = 2750 \times 2 = 5500\text{kN} \cdot \text{m}, \text{ (A) 正确。} \end{aligned}$$

真题**【11.3.3】** (2005 年考题)

假定冲击系数 $\mu=0.2$, 试问, 该桥主梁支点截面在公路-I 级汽车车道荷载作用下的剪力标准值 V_{Qik} (kN), 应与下列何项数值最为接近?

提示: 按加载长度近似取 24m 计算。

- (A) 525 (B) 1040 (C) 900 (D) 450

【答案】 (B)**【详解】**

(1) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.1 条表 4.3.1-3, 8.0m 行车道宽度按双车道计算, $n=2$ 。

(2) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.1 条 4 款, 计算跨径 24m 的公路-I 级车道荷载, 均布荷载: $q_k=10.5\text{kN/m}$

$$\text{集中荷载: } P_k = 180 + \frac{24-5}{50-5}(360-180) = 256\text{kN}$$

(3) 冲击系数 $\mu=0.2$, 冲击力增大系数 $1+\mu=1.2$ 。

(4) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.1 条 4 款, 计算剪力效应时车道荷载的集中荷载

取 $1.2P_k$ 。

(5) 车道荷载下的剪力标准值

$$\begin{aligned} V_{QIK} &= \left(\frac{1}{2} \times 10.5 \times 24 + 1.2 \times 256 \right) \times (1 + 0.20) \times 2 \\ &= (126 + 307.2) \times 1.2 \times 2 = 433.2 \times 1.2 \times 2 = 519.84 \times 2 = 1039.68 \text{ kN} \end{aligned}$$

(B) 正确。

【简解】

$$q_k = 10.5 \text{ kN/m}, P_k = 256 \text{ kN}, \mu = 0.2$$

$$\begin{aligned} V_{QIK} &= \left(\frac{1}{2} \times 10.5 \times 24 + 1.2 \times 256 \right) (1 + 0.20) \times 2 \\ &= 1039.68 \text{ kN}, (\text{B}) \text{ 正确。} \end{aligned}$$

二、剪力滞效应及翼缘有效宽度

T形、箱形截面受弯构件，在荷载作用下，由于上、下翼板的剪切变形使翼板中弯曲正应力呈不均匀分布现象，称之为剪力滞效应。远离腹板处的弯曲正应力小于腹板处的弯曲正应力，称之为正剪力滞效应；反之，称之为负剪力滞效应，如图 11.3.7 所示。

在梁的某一横断面上，翼板中某处弯曲正应力 σ_y 与按简支梁计算的该横断面的弯曲正应力 σ_0 之比为 $\lambda_y = \sigma_y / \sigma_0$ ， λ_y 定义为剪力滞系数。在该横断面上 λ_y 最大值大于 1，最小值小于 1。

分析剪力滞的常用方法——“翼缘有效宽度”法。

“翼缘有效宽度”法，即将实际的翼缘宽度按某种规律折减为计算宽度，再将梁的内力按材料力学理论算得应力，使该应力接近实际的应力峰值。需注意在计算超静定内力时可仍取原翼缘宽度，以简化计算。

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》中对箱形截面受弯构件受压区翼缘计算宽度规定：

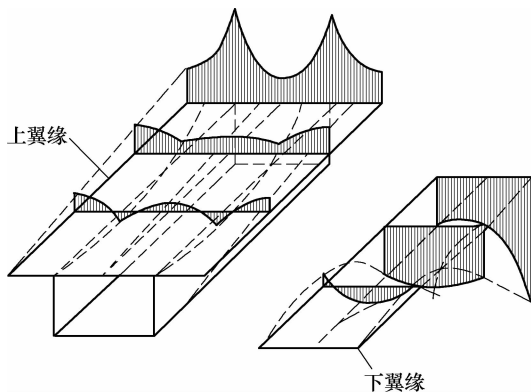


图 11.3.7

4.2.3 箱形截面梁在腹板两侧上、下翼缘的有效宽度 b_{mi} 可按下列规定计算（图 4.2.3-1、图 4.2.3-2 和表 4.2.3）：

1 简支梁和连续梁各跨中部梁段，悬臂梁中间跨的中部梁段

$$b_{mi} = \rho_f b_i \quad (4.2.3-1)$$

2 简支梁支点，连续梁边支点及中间支点，悬臂梁悬臂段

$$b_{mi} = \rho_s b_i \quad (4.2.3-2)$$

式中 b_{mi} ——腹板两侧上、下各翼缘的有效宽度， $i=1, 2, 3 \cdots$ 见图 4.2.3-1；

b_i ——腹板两侧上、下各翼缘的实际宽度， $i=1, 2, 3 \cdots$ 见图 4.2.3-1；

ρ_f ——有关简支梁、连续梁各跨中部梁段和悬臂梁中间跨的中部梁段翼缘有效宽度的计算系数，可按图 4.2.3-2 和表 4.2.3 确定；

ρ_s ——有关简支梁支点、连续梁边支点和中间支点、悬臂梁悬臂段翼缘有效宽度的计算系数，可按图 4.2.3-2 和表 4.2.3 的确定。

注：(1) $b_{m,f}$ 为简支梁和连续梁各跨中部梁段、悬臂梁中间跨的中部梁段，当 $b_i/l_i \geq 0.7$ 时翼缘的有效宽度。

(2) $b_{m,s}$ 为简支梁支点、连续梁边支点和中间支点、悬臂梁悬臂段，当 $b_i/l_i \geq 0.7$ 时翼缘的有效宽度。

(3) l_i 按表 4.2.3 确定。

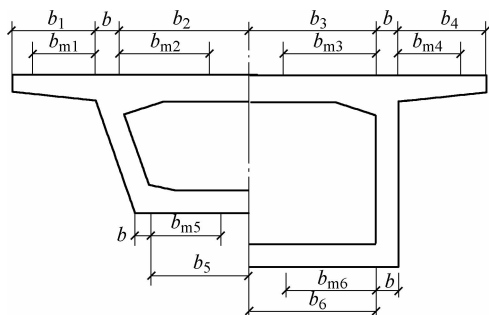


图 4.2.3-1 箱形截面梁翼缘有效宽度

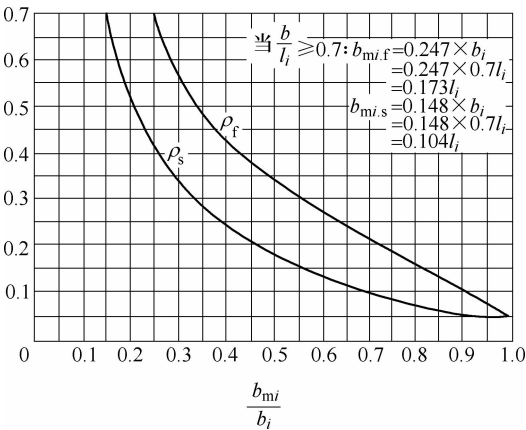
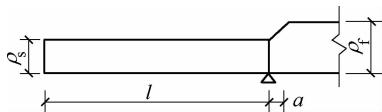


图 4.2.3-2 ρ_s 、 ρ_f 曲线图

表 4.2.3 ρ_s 、 ρ_f 的应用位置和理论跨径 l_i

结 构 体 系		理论跨径 l_i
简支梁		$l_i = l$
		边支点或跨中部分梁段 $l_i = 0.8l$
		跨中部分梁段 $l_i = 0.6l$ ，中间支点 l_i 取 0.2 倍两相邻跨径之和

(续)

	结 构 体 系	理论跨径 l_i
悬臂梁		$l_i = 1.5l$

注: (1) a 为与所求的翼缘有效宽度 b_m 相应的翼缘实际宽度 b_i , 但 a 不应大于 $0.25l$ 。

(2) l 为梁的计算跨径。

(3) $c = 0.1l$ 。

(4) 在长度 a 或 c 的梁段内, 有效宽度可用直线插入法在 $\rho_s b_i$ 与 $\rho_i b_i$ 之间求取。

当梁高 $h \geq b_i/0.3$ 时, 翼缘有效宽度应采用翼缘实际宽度。

预应力混凝土梁在计算预加力引起的混凝土应力时, 预加力作为轴向力产生的应力可按实际翼缘全宽计算; 由预加力偏心引起的弯矩产生的应力可按翼缘有效宽度计算。

对超静定结构进行作用 (或荷载) 效应分析时, 箱形截面梁的翼缘宽度可取实际全宽。

【11.3.4】 计算箱形截面梁的翼缘有效宽度

条件: 三跨等高度箱形截面混凝土连续梁, 跨径组成及横截面尺寸如图 11.3.8 所示。

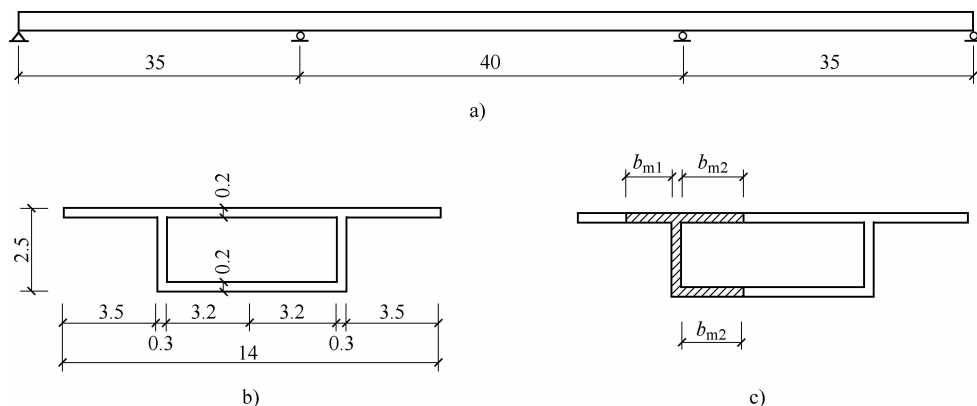


图 11.3.8 跨径组成及横截面

a) 梁桥跨径组成 (m) b) 梁跨横截面 (m) c) 翼缘有效宽度

要求: 计算中间支点处的腹板两侧翼缘有效宽度 b_{m1} 、 b_{m2} 。

【解答】

(1) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》4.2.3 条规定, 中支点截面位置处的理论跨径:

$$l = 0.2(l_s + l_m) = 0.2(35 + 40) = 15\text{m}$$

(2) 中支点截面位置处的翼缘实际宽度与理论跨径之比 b_i/l_i 。

$$b_1 = 3.5\text{m}, \frac{b_1}{l} = 3.5/15 = 0.233$$

$$b_2 = 3.2\text{m}, \quad \frac{b_2}{l} = 3.2/15 = 0.213$$

(3) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》图 4.2.3-2, 查得 ρ_s , 按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》式 (4.2.3-2) 计算 b_{mi} 。

$$\frac{b_1}{l} = 3.5/15 = 0.233, \text{查得 } \rho_s = 0.42, b_{m1} = 0.42 \times 3.5 = 1.47\text{m}$$

$$\frac{b_2}{l} = 3.2/15 = 0.213, \text{查得 } \rho_s = 0.45, b_{m2} = 0.45 \times 3.2 = 1.44\text{m}$$

中间支点处的腹板两侧翼缘有效宽度 $b_{m1} = 1.47\text{m}$, $b_{m2} = 1.44\text{m}$ 。

三、弯梁桥

弯梁桥是指在水平面内梁的轴线是曲线的梁桥。

弯桥和直桥的区别最直观的是几何形状的不同。直桥的中心线是一条直线, 弯桥的中心线是一条曲线, 一般是圆弧线; 从结构力学观点来看, 直桥的内力求解是平面问题, 而弯桥的内力求解则是空间力系问题。

弯梁桥有曲率, 在竖向荷载作用下, 弯梁桥因曲率而产生扭转, 而这种扭转作用又将导致梁的挠曲变形, 故称之为“弯-扭”的耦合作用。这一作用使弯桥具有以下受力特点:

(1) 由于弯扭耦合, 弯梁桥的变形比同样跨径的直线桥要大, 外边缘的挠度大于内边缘的挠度, 而且曲率半径越小、桥越宽, 这一趋势越明显。

(2) 弯梁桥即使在对称荷载作用下也会产生较大的扭转, 通常会使外梁超载, 内梁卸载, 内外梁产生应力差别。

(3) 弯梁桥的支点反力与直线桥相比, 有曲线外侧变大、内侧变小的倾向, 内侧甚至产生负反力。当曲率半径小、结构自重较小时, 内侧支点要出现负反力, 应在构造上设置拉压支座, 同时应防止外侧支座超载。

(4) 弯桥的中横梁, 除具有直线桥中的功能外, 还是保持全桥稳定的重要构件, 与直线桥相比, 其刚度一般较大。

真题

【11.3.5】(2004 年考题)

某城市桥梁, 桥宽为 8.5m, 平面曲线半径为 100m, 上部结构为 20m + 25m + 20m 三跨孔径组合的钢筋混凝土连续箱形截面梁, 箱形截面梁横断面均对称于桥梁中心轴线。平面布置如图 11.3.9 所示。试判定在恒荷载作用下, 边跨横桥向 A_1 、 A_2 、 D_1 、 D_2 二组支座的反力大小关系, 并指出下列所示的何组关系式正确?

(A) $A_2 > A_1$, $D_2 < D_1$ (B) $A_2 < A_1$, $D_2 < D_1$

(C) $A_2 > A_1$, $D_2 > D_1$ (D) $A_2 < A_1$, $D_2 > D_1$

【答案】(A)

【解答】因横断面对称, 由于曲梁外侧长度要大于内

侧, 箱形截面梁重心偏于轴线外侧, 所产生的扭矩引起外侧支座反力大于内侧支座反力, (A) 正确。

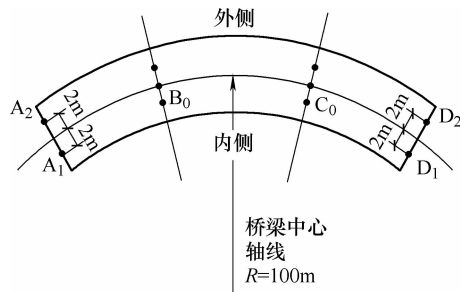


图 11.3.9

四、计算调整

4.2.4 计算连续梁中间支承处的负弯矩时,可考虑支座宽度对弯矩折减的影响;折减后的弯矩按下列公式计算(图4.2.4);但折减后的弯矩不得小于未经折减的弯矩的0.9倍。

$$M_e = M - M' \quad (4.2.4-1)$$

$$M' = \frac{1}{8} q a^2 \quad (4.2.4-2)$$

式中 M_e ——折减后的支点负弯矩;

M ——按理论公式或方法计算的支点负弯矩;

M' ——折减弯矩;

q ——梁的支点反力 R 在支座两侧向上按 45° 分布于梁截面重心轴 $G-G$ 的荷载强度,
 $q = R/a$;

a ——梁支点反力在支座两侧向上按 45° 扩散交于重心轴 $G-G$ 的长度(圆形支座可换算为边长等于0.8倍直径的方形支座)。

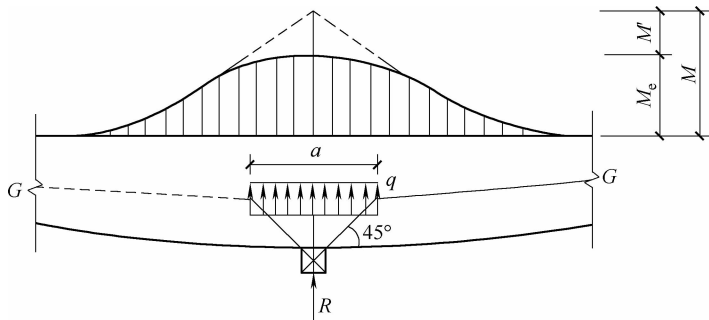


图 4.2.4 中间支承处折减弯矩计算图

【11.3.6】(2014年考题, 原题为连锁题中一道子题)

某二级公路立交桥上的一座直线匝道桥, 为钢筋混凝土连续箱梁结构(单箱单室)净宽6.0m, 全宽7.0m, 其中一联为三孔, 每孔跨径各25m, 梁高1.3m, 中墩处为单支点, 边墩为双支点抗扭支座, 中墩支点采用550mm×1200mm的氯丁橡胶支座, 设计荷载为公路-I级, 结构安全等级为I级。

假定, 该桥中墩支点处的理论负弯矩为15000kN·m, 中墩支点总反力为6600kN, 试问, 考虑折减因素后的中墩支点的有效负弯矩(kN·m), 取下列何项数值较为合理?

提示: 梁支座反力在支座两侧向上按 45° 扩散交于梁重心轴的长度 a 为1.85m

(A) 13474 (B) 13500 (C) 14595 (D) 15000

【答案】(B)

根据《公路桥涵设计通用规范》(JTG D62—2004) 4.2.4条:

$a = 1.85$, $R = 6600$, $q = R/a = 6600/1.85 = 6598.15$

$M' = 1/8 \times 6598.15 \times 1.85^2 = 2823 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_e = 15000 - 2823 = 12177 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $15000 \times 0.9 = 13500 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 两者取大值, 故选(B)。

第十二章 支座与墩台

第一节 梁式桥的支座

一、支座的作用、类型和布置

(一) 支座的作用以及对支座的要求

按照梁式桥受力的要求，钢筋混凝土和预应力混凝土梁式桥在桥跨结构和墩台之间均须设置支座，其主要作用是：①将上部结构的支承反力（包括永久作用和可变作用引起的竖向力和水平力）传递到桥梁墩台；②保证结构在可变作用、温度变化、混凝土收缩和徐变等因素作用下能自由变形，以使上、下部结构的实际受力情况符合结构的静力图式，如图 12.1.1 所示。

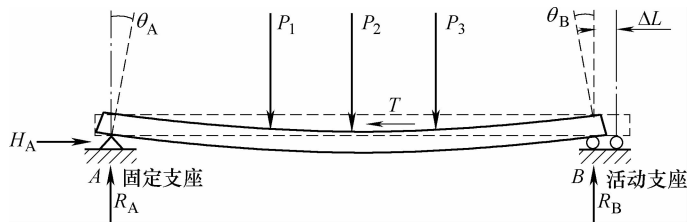


图 12.1.1 简支梁的静力图式

桥梁支座按其容许变位方式分为固定支座与活动支座，活动支座又分为单向活动支座与多向活动支座，如图 12.1.2、图 12.1.3 所示。

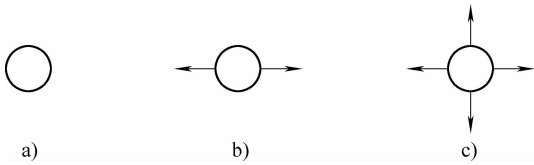


图 12.1.2 支座平面图示

a) 固定支座 b) 单向活动支座 c) 多向活动支座

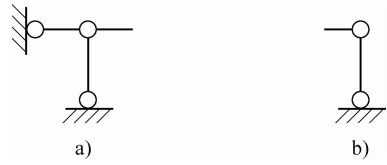


图 12.1.3 支座立面图示

a) 固定支座 b) 活动支座

(二) 支座的类型

1. 支座按其容许变形的可能性分类

(1) 固定支座。传递竖向力，允许上部结构在支座处能自由转动，但不能水平移动，即除竖向约束外，顺桥向、横桥向均有水平约束。

(2) 单向活动支座。传递竖向力，允许上部结构在支座处能自由转动和一个方向水平移动，即除竖向约束外顺桥向（或横桥向）有一水平约束。

(3) 多向活动支座。与单向活动支座的区别是顺桥向、横桥向均可水平移动，即只有竖

向有约束。

2. 支座按所用材料分类

(1) 钢支座。支座通过钢的接触面传力，变位主要通过钢和钢的滚动实现。有平板支座、弧形支座、摇轴支座和辊轴支座等。

(2) 聚四氟乙烯支座。这是滑动支座，以聚四氟乙烯板和不锈钢板作为支座的相对滑动面。

(3) 橡胶支座。有板式橡胶支座、盆式橡胶支座、四氟乙烯橡胶支座等。

(4) 混凝土支座（混凝土铰支座）。

(5) 铅支座。传力部分由硬铅构成。

目前，我国的混凝土桥主要采用板式橡胶支座和盆式橡胶支座。

3. 支座的布置

桥梁支座的布置方式，主要根据桥梁的结构形式及桥梁的宽度确定。

简支梁桥的理论上一端设固定支座，另一端设活动支座。固定支座的布置，应根据以下原则确定：

(1) 对桥跨结构而言，最好使得梁的下缘在制动力的作用下受压，例如固定支座在行车方向的前方。

(2) 对桥墩而言，最好让制动力的方向指向桥墩中心，使墩顶圯工在制动力作用下受压而受拉。

(3) 对桥台而言，最好让制动力的方向指向堤岸，使墩台顶部圯工受压，并能平衡一部分台后土压力。

公路 T 形截面梁桥由于桥面较宽，支座活动方向不仅要考虑纵向活动的可能，还要考虑支座横向移动的可能，简支梁支座布置如图 12.1.4 所示（图中箭头所指表示支座活动方向，无箭头者表示不能活动）。即在固定墩上设置一个固定支座，相邻的支座设置为横向可动、纵向固定的单向活动支座，而在活动墩上设置一个纵向活动支座（与固定支座相对应），其余均设置多向活动支座。

对于连续梁桥及桥面连续的简支梁桥，如图 12.1.5 所示，一般在每一联设置一个固定支座，并宜将固定支座设置在靠近温度中心，以使全梁的纵向变形分散在梁的两端，其余墩（台）上均设置活动支座。在设置固定支座的桥墩（台）上，一般采用一个固定支座，其余为横桥向的单向活动支座；在设置活动支座的所有桥墩（台）上，一般沿设置固定支座的一侧，均布置顺桥向的单向活动支座，其余均为双向活动支座。

对于多跨连续体系梁桥，设置固定支座和活动支座的个数应综合温度及地震影响共同考虑。若固定支座设置得较少，则温度引起的上、下部结构次内力就相应较小，但是地震引起的水平惯性力及车辆制动力就只能由设置固定支座的个别墩柱承担，可能造成该墩受力过大，反之亦然。

对于具有坡度的桥梁，为了避免整个桥跨结构下滑，破坏伸缩缝装置，影响车辆的行驶，通常在设置支座的梁底面，增设局部的楔形构造，如图 12.1.6 所示。这样，结构的恒荷载完

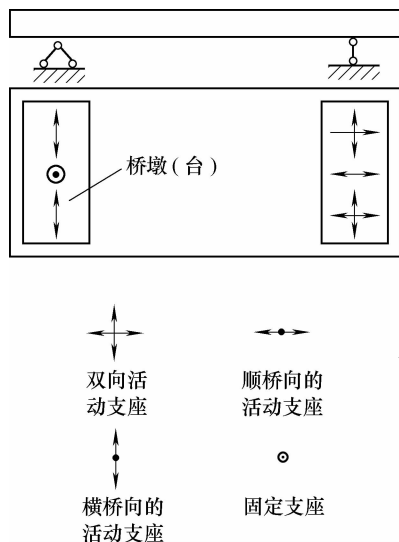


图 12.1.4 简支梁支座布置

全由支座的垂直反力平衡，没有下滑力并确保支座水平。

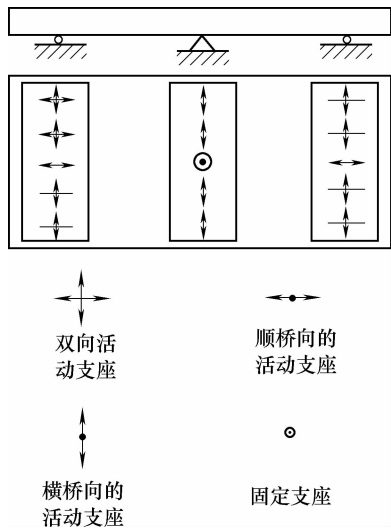


图 12.1.5 连续梁支座布置

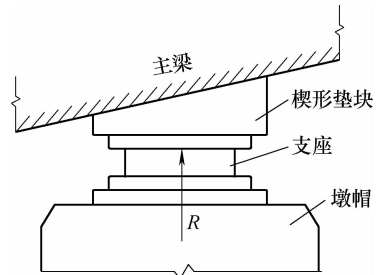


图 12.1.6 坡桥楔形垫块

二、支座受力与变位分析

在进行桥梁支座的设计时，首先必须求得每个支座上所承受的竖向力和水平力以及需适应的位移和转角。然后，根据它们来选定支座的各部尺寸并进行强度、稳定等各项验算。

1. 受力分析

作用于支座上的竖向力有结构自重的反力、活荷载的支点反力及其影响力。在计算活荷载的支点反力时，要按照最不利位置加载，并计入冲击效应。当支座可能会出现上拔力（负反力）时，应分别计算支座的最大竖向力和最大上拔力。例如，当连续梁边跨较小而中跨较大时，或桥跨结构承受较大的横向风力时，支座锚栓会受到负反力作用。

作用于支座上的水平力包括纵向水平力和横向水平力。正交直线桥梁的支座，一般仅需计算纵向水平力。对斜桥和弯桥，还需要计算离心力或风力所产生的横向水平力。

支座上的纵向水平力，包括由汽车荷载产生的制动力、风力、支座摩阻力或温度变化、支座变形所引起的水平力以及其他原因如桥梁纵坡产生的水平力。汽车的制动力应按照《公路桥涵设计通用规范》的要求确定，制动力在各支座上的分配也应按《规范》计算。

位于地震区的桥梁支座的设计计算，应根据设计的地震烈度，按公路抗震设计《规范》的规定进行。

2. 位移分析

支座的水平位移包括纵向位移或横向位移。支座纵向位移有温度伸缩位移、混凝土收缩徐变变位、活荷载作用下梁体下翼缘伸长、下部结构的位移等；支座横向位移有温度、混凝土收缩徐变变位、下部结构横向位移、斜桥和弯桥荷载引起的横向变位等。

支座沿纵向的转角有结构自重和活荷载产生的梁端转角、混凝土收缩徐变产生的梁端转角、因下部结构变位产生的梁端转角等。

把以上各项支座反力和变位的计算结果组合，就可为支座的设计提供计算数据。

三、板式橡胶支座

板式橡胶支座由多层橡胶片与薄钢板镶嵌、黏合、压制而成,如图 12.1.7 所示,板式橡胶支座的承载能力可达 10000kN,容许压应力一般为 10MPa 左右。适用于标准跨径在 50m 以内的简支板(梁)桥。

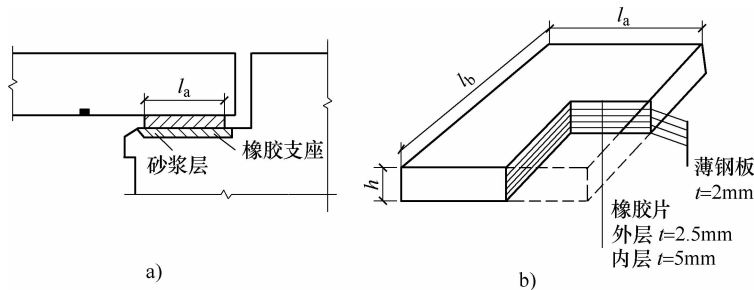


图 12.1.7 板式橡胶支座

(一) 板式橡胶支座的活动机理

板式橡胶支座的活动机理是:利用橡胶的不均匀弹性压缩变形来实现转角变位 θ ,依靠橡胶的剪切变形来实现水平位移 Δ ,如图 12.1.8 所示。因此板式橡胶支座一般无固定支座与活动支座之分,所有的水平力、纵向位移由各支座分担;必要时可采用高度不同的橡胶板来调节各支座传递的水平力及其位移。

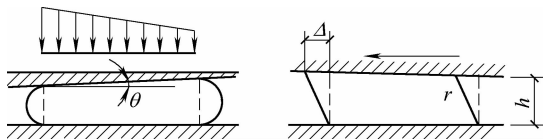


图 12.1.8 板式橡胶支座的活动机理

(二) 板式橡胶支座的设计验算内容

支座是工厂制造的定型产品,支座设计的主要内容是根据结构反力和变位的大小进行支座选型,然后进行必要的验算,确认其承载能力和变形能力能否满足功能要求并有适当的安全储备。

支座的设计计算内容主要包括:确定支座平面尺寸、确定支座厚度、验算支座受压偏转、验算支座的抗滑性能等四个方面的内容。

(1) 确定支座的平面尺寸 l_a (顺桥向) $\times l_b$ (横桥向)。

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》规定:

8.4.2 板式橡胶支座的计算

1 板式橡胶支座有效承压面积按下列公式计算:

$$A_e = \frac{R_{ck}}{\sigma_c} \quad (8.4.2-1)$$

式中 A_e ——支座有效承压面积(承压加劲钢板面积);

R_{ck} ——支座压力标准值,汽车荷载应计入冲击系数。

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》又规定了压应力限值 σ_c 。

8.4.1 板式橡胶支座的基本设计数据应按下列规定采用,其产品分类、技术要求、试验方法、检验规则等应符合《公路桥梁板式橡胶支座》(JT/T4)的规定。

1 支座使用阶段的平均压应力限值 $\sigma_c = 10.0 \text{ MPa}$ 。

(2) 确定支座的厚度。根据板式橡胶支座的变位机理,梁端的水平位移全部由橡胶片的剪切变形来实现,如图 12.1.9 所示。那么,支座的厚度就取决于梁端所需要的纵向最大水平位移 Δ 。显然,橡胶片的总厚度 $t_e = \Sigma t$ 与水平位移 Δ 之间应满足如下关系

$$\tan \alpha = \frac{\Delta}{\Sigma t} \leq [\tan \alpha] \quad (12.1.1)$$

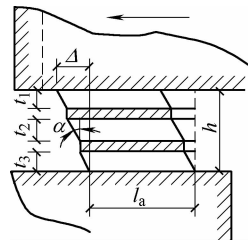


图 12.1.9 支座厚度的计算图式

式中 $t_e = \Sigma t$ ——橡胶片的总厚度;

$[\tan \alpha]$ ——橡胶片的容许剪切角正切值,对于硬度为 $55^\circ \sim 60^\circ$ 的氯丁橡胶,《规范》规定,当不计汽车制动力作用时采用 0.5,计及汽车制动力时可采用 0.7。

不计汽车制动力时

$$\Sigma t \geq 2\Delta_D$$

计入汽车制动力时

$$\Sigma t \geq 1.43(\Delta_D + \Delta_p)$$

式中 Δ_D ——由上部结构温度变化、桥面纵坡等因素引起的支座顶面相对于底面的水平位移;

Δ_p ——由制动力引起的支座顶面相对于底面的水平位移。

据此,《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》中将上式改写为

不计汽车制动力时

$$t_e \geq 2\Delta_1, \text{ 此时 } \Delta_1 = \Delta_D$$

计入汽车制动力时

$$t_e \geq 1.43\Delta_1, \text{ 此时 } \Delta_1 = \Delta_D + \Delta_p$$

橡胶片的总厚度过大,则不能保证支座的工作稳定,因此《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》规定 $t_e \leq 0.2l_a$ 。

橡胶片的总厚度 t_e 确定后,加上加劲钢板的总厚度,就是支座的总厚度 h 。

8.4.2 板式橡胶支座的计算

2 板式橡胶支座橡胶层总厚度应符合下列规定:

1) 从满足剪切变形考虑,应符合下列条件:

不计制动力时

$$t_e \geq 2\Delta_2 \quad (8.4.2-2)$$

计入制动力时

$$t_e \geq 1.43\Delta_2 \quad (8.4.2-3)$$

当板式橡胶支座在横桥向平行于墩台帽横坡或盖梁横坡设置时,支座橡胶层总厚度应符合下列条件:

不计制动力时

$$t_e \geq 2 \sqrt{\Delta_l^2 + \Delta_t^2} \quad (8.4.2-4)$$

计入制动力时

$$t_e \geq 1.43 \sqrt{\Delta_l^2 + \Delta_t^2} \quad (8.4.2-5)$$

式中 t_e ——支座橡胶层总厚度;

Δ_t ——由上部结构温度变化、混凝土收缩和徐变等作用标准值引起的剪切变形和纵向力标准值（当计入制动力时包括制动力标准值）产生的支座剪切变形，以及支座直接设置于不大于 1% 纵坡的梁底面下，在支座顶面由支座承压力标准值顺纵坡方向分力产生的剪切变形；

Δ_i ——支座在横桥向平行于不大于 2% 的墩台帽横坡或盖梁横坡上设置，由支座承压力标准值平行于横坡方向分力产生的剪切变形。

2) 从保证受压稳定考虑，应符合下列条件：

$$\text{矩形支座} \quad \frac{l_a}{10} \leq t_e \leq \frac{l_a}{5} \quad (8.4.2-6)$$

$$\text{圆形支座} \quad \frac{d}{10} \leq t_e \leq \frac{d}{5} \quad (8.4.2-7)$$

式中 l_a ——矩形支座短边尺寸；

d ——圆形支座直径。

(3) 验算支座随梁偏转时不能发生脱空和局部承压现象。主梁受荷后发生挠曲变形时，梁端将引起转角 θ ，如图 12.1.10 所示。此时支座伴随出现线性的压缩变形，梁端一侧的压缩变形量为 δ_1 ，梁体一侧的为 δ_2 。梁端发生转动后，如果转角过大，则可能导致支座的局部与梁底脱空，形成支座局部承压；验算支座的受压偏转，就是要保证支座不与梁底脱空。为了确保支座偏转时橡胶与梁底不发生脱空而出现局部承压的现象，则必须满足的条件是：支座外侧（最小）的竖向压缩变形 $\delta_1 \geq 0$ 。

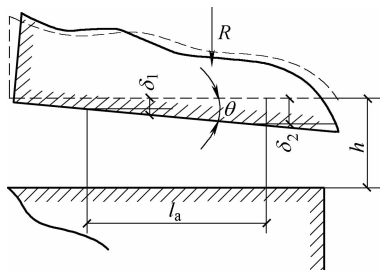


图 12.1.10 支座偏转图式

根据 $\delta_1 \geq 0$ 的条件，可以推导出《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》8.4.2 条第 3 款的相关控制公式。《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》用支座竖向平均压缩变形 $\delta_{c,m}$ 和支座顶面倾角 θ 来表达，因 $\delta_{c,m} = (\delta_1 + \delta_2)/2$ 和 $\theta = (\delta_2 - \delta_1)/l_a$ ，反映了对 δ_1 的控制要求。同时，《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》规定 $\delta_{c,m} \leq 0.07t_e$ 。如果计算结果不能满足要求，则必须重新确定支座的平面尺寸。

8.4.2 板式橡胶支座的计算

3 板式橡胶支座竖向平均压缩变形应符合下列规定：

$$\delta_{c,m} = \frac{R_{ck}t_e}{A_e E_e} + \frac{R_{ck}t_e}{A_e E_b} \quad (8.4.2-8)$$

$$\theta \frac{l_a}{2} \leq \delta_{c,m} \leq 0.07t_e \quad (8.4.2-9)$$

式中 $\delta_{c,m}$ ——支座竖向平均压缩变形；

l_a ——矩形支座短边尺寸或圆形支座直径；

θ ——由上部结构挠曲在支座顶面引起的倾角，以及支座直接设置于不大于 1% 纵坡的梁底面下，在支座顶面引起的纵坡坡角 (rad)。

(4) 验算支座的抗滑稳定性。为了保证梁底或墩台顶面与支座之间不产生相对滑动,则必须保证支座与梁底(或墩台顶)之间的摩擦力不小于支座受到的相应水平力。《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》8.4.3条规定就是为了满足这项要求而制定的。摩阻系数 μ 可采用下述数值:橡胶支座与混凝土表面的摩阻系数采用0.3;与钢板的摩阻系数采用0.2。

8.4.3 板式橡胶支座抗滑稳定应符合下列规定:

$$\text{不计汽车制动力时} \quad \mu R_{Gk} \geq 1.4 G_e A_g \frac{\Delta_l}{t_e} \quad (8.4.3-1)$$

$$\text{计入汽车制动力时} \quad \mu R_{ck} \geq 1.4 G_e A_g \frac{\Delta_l}{t_e} + F_{bk} \quad (8.4.3-2)$$

式中 R_{Gk} ——由结构自重引起的支座反力标准值;

R_{ck} ——由结构自重标准值和0.5倍汽车荷载标准值(计入冲击系数)引起的支座反力;

Δ_l ——见本规范第8.4.2条,但不包括汽车制动力引起的剪切变形;

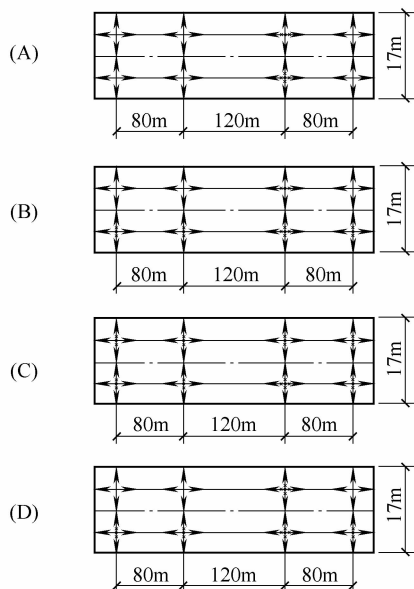
F_{bk} ——由汽车荷载引起的制动力标准值;

A_g ——支座平面毛面积。

真题

【12.1.1】(2008年考题)

某座跨径为80m+120m+80m、桥宽17m的预应力混凝土连续梁桥,采用刚性墩台,梁下设置支座;地震动峰值加速度为0.10g(地震设计烈度为7°)。试判断下列哪个选项图中布置的平面约束条件是正确的?



【解答】 刚性墩台上,连续梁的支座设置,顺桥向各墩台中只能在一个桥墩上的两个支座受纵向约束;横桥向每个墩台两个支座中只能有一个受约束。否则,梁体不能适应顺桥向和横桥向的温度变化,容易引起梁体开裂;另外,如横桥向缺少约束,在地震时也有发生较大位移或造成落梁的可能。

某二级干线公路上一座标准跨径为 30m 的单跨简支梁桥，桥梁上部结构由 5 根各长 29.94m、高 2.0m 的预制预应力混凝土 T 形截面梁组成，如图 12.1.11 所示。T 形截面梁下采用矩形板式氯丁橡胶支座，支座内承压加劲钢板的侧向保护层每侧各为 5mm；主梁底宽度为 500mm。若主梁最大支座反力为 950kN（已计入冲击系数）。试问，该主梁的橡胶支座平面尺寸〔长（横桥向）×宽（纵桥向），单位为 mm〕选用下列何项数值较为合理？

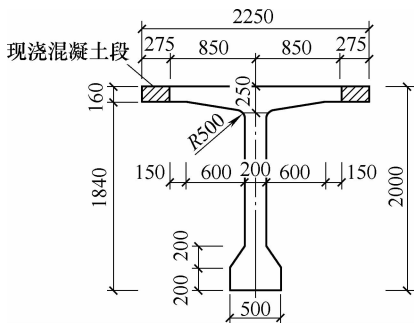


图 12.1.11 (尺寸单位: mm)

提示：假定橡胶支座形状系数符合规范。

- (A) 450×200 (B) 400×250 (C) 450×250 (D) 310×310

【答案】 (C)

【解答】

(1) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》8.4.1 条 1 款, 支座使用阶段的平均压应力限值 $\sigma_c = 10.0 \text{ MPa}$ 。

(2) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》8.4.1 条 1 款, 橡胶支座承压加劲钢板面积, 钢板尺寸应为支座尺寸扣除钢板侧向保护层, 钢板的侧向保护层每侧各为 5mm。

(3) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》8.4.1 条 1 款, 板式橡胶支座有效承压面积

$$A_e = \frac{R_{ck}}{\sigma_c}$$

此处, 支座压力标准值 (含汽车冲击系数) $R_{ck} = 950\text{kN}$ 。

(4) 验算支座承压应力

- (A) $\sigma_c = (950 \times 10^3) / (450 - 10)(200 - 10) = 11.36 \text{ MPa} > 10.0 \text{ MPa}$, 不符合规定。
 (B) $\sigma_c = (950 \times 10^3) / (400 - 10)(250 - 10) = 10.15 \text{ MPa} > 10.0 \text{ MPa}$, 不符合规定。
 (C) $\sigma_c = (950 \times 10^3) / (450 - 10)(250 - 10) = 9.0 \text{ MPa} < 10.0 \text{ MPa}$, 符合规定。

350mm×300mm。假定,在桥台处由温度下降、混凝土收缩和徐变引起的梁长缩短量 $\Delta_l = 26\text{mm}$ 。试问,当不计制动力时,该处普通板式橡胶支座的橡胶层总厚度 t_e (mm)不能小于下列何项数值?

提示:假定该支座的形状系数、承压面积、竖向平均压缩变形、加劲板厚度及抗滑稳定等均符合《公路桥涵设计通用规范》JTG D62—2004 的规定。

- (A) 29 (B) 45 (C) 53 (D) 61

【答案】(C)

【详解】根据《公路桥涵设计通用规范》第 8.4.2 条第 2 款,水平放置的板式橡胶支座,橡胶层总厚度应符合下列规定:

$$(1) \text{ 不计制动力时} \quad t_e \geq 2\Delta_l \quad (8.4.2-2)$$

$$(2) \text{ 矩形支座} \quad \frac{l_a}{10} \leq t_e \leq \frac{l_a}{5} \quad (8.4.2-3)$$

上两式中, Δ_l 为支座由上部结构温度力、混凝土收缩和徐变引起的剪切变形,已知 $\Delta_l = 26\text{mm}$; l_a 为矩形支座短边尺寸(亦即支座纵桥向尺寸),且 $l_a = 300\text{mm}$ 。

题目四个选项中

$$(A) \quad t_{eA} = 29 \leq \frac{l_a}{10} = \frac{300}{10} = 30 \quad \text{不符合规定};$$

$$(B) \quad t_{eB} = 45 \leq 2\Delta_l = 2 \times 26 = 52 \quad \text{不符合规定};$$

$$(D) \quad t_{eD} = 61 \leq \frac{l_a}{5} = \frac{300}{5} = 60 \quad \text{不符合规定};$$

$$(C) \quad \frac{l_a}{10} \leq t_{eC} \leq \frac{l_a}{5}, \text{ 即 } 30 < t_{eC} = 53 < 60; \text{ 又 } t_{eC} = 53 > 2\Delta_l = 52, \text{ 符合规定。}$$

故选 (C)。

第二节 桥梁墩台

桥梁墩(台)主要由墩(台)帽、墩(台)身和基础三部分组成,如图 12.2.1 所示。

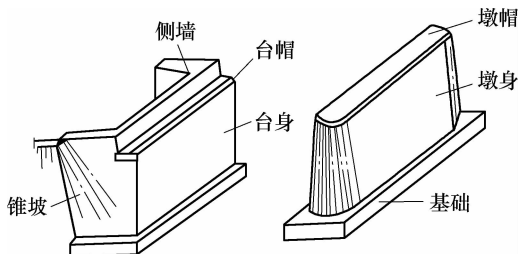


图 12.2.1 梁桥重力式墩台

桥梁墩(台)的主要作用是承受上部结构传来的荷载,并通过基础又将此荷载及本身自重传递到地基上。桥墩一般系指多跨桥梁的中间支承结构物,它除承受上部结构的荷重外,还要承受流水压力,水面以上的风力以及可能出现的冰荷载、船只、排筏或漂浮物的撞击力。桥台除了支承桥跨结构的结构外,又是衔接两岸接线路堤的构筑物;既要能挡土护岸,又要能

承受台背填土及填土上车辆荷载所产生的附加侧压力。因此，桥梁墩台不仅本身应具有足够的强度、刚度和稳定性，而且对地基的承载能力、沉降量，地基与基础之间的摩阻力等也都提出了一定的要求，以避免在这些荷载作用下有过大的水平位移、转动或沉降发生。

一、墩台的构造与设计

(一) 梁式桥桥墩

1. 实体重力式桥墩

实体重力式桥墩为实体结构，它是中小桥跨适宜的结构形式，这类桥墩依靠自身重量以及上部传递的荷载来平衡影响桥梁的各种作用，如图 12.2.2 所示。

(1) 墩帽。墩帽是桥墩顶端的传力部分，通过支座、墩帽承托着上部结构、并将相邻两孔桥上的恒荷载和活荷载传到墩身上。因此墩帽的强度要求较高，一般都用 C20 以上的混凝土或钢筋混凝土做成。墩帽平面尺寸的合理确定，将直接影响着墩身的平面尺寸和材料的选用。例如，当顺桥向的墩帽宽度较小，而桥墩又较高时，墩身就显得很薄，就需要采用钢筋混凝土结构。另外，如果墩身在横桥向的长度较小，或者做成柱子的形式，将会影响墩帽（或称帽梁）的受力和尺寸及其配筋数量。因此，精心地拟定墩帽尺寸对整个桥墩设计具有重要意义。

《公路圬工桥梁设计规范》6.2.1 条对墩帽的构造给出了规定：

6.2.1 桥梁的墩帽和台帽厚度，特大、大跨径桥梁不应小于 0.5m；中、小跨径桥梁不应小于 0.4m。在墩、台帽内应设置构造钢筋。

设置支座的墩帽和台帽上应设置支座垫石，在其内应设置水平钢筋网。与支座底板边缘相对的支座垫石边缘应向外展出 0.1 ~ 0.2m。支座垫石顶面应高出墩、台帽顶面排水坡的上棱。墩、台顶面与梁底之间应预留更换支座时的空间。

墩、台帽出檐宽度宜为 0.05 ~ 0.10m。

墩帽的顶面常做成 10% 的排水坡。墩帽的四周较墩身出檐 5 ~ 10cm，并在其上做成沟槽形滴水，如图 12.2.3 所示。墩帽的平面形状应与墩身形状相配合。在墩帽放置支座的部位，应力较集中，应布置一层或多层钢筋网。当桥墩上相邻两孔的支座高度不同时，可加设混凝土垫石予以调整，并在垫石内设置钢筋网。垫石的平面尺寸及钢筋配置，则要根据支座尺寸、支点反力和支承垫石下的砌体强度计算确定。墩帽的钢筋构造图如图 12.2.4 所示。

墩帽长度和宽度视上部结构的形式、支座的尺寸和布置、上部结构的防振以及主梁的施工吊装要求等条件而定。设计采用橡胶支座时，还应预留更换支座所需的位置和空间。墩帽尺寸拟定如下。

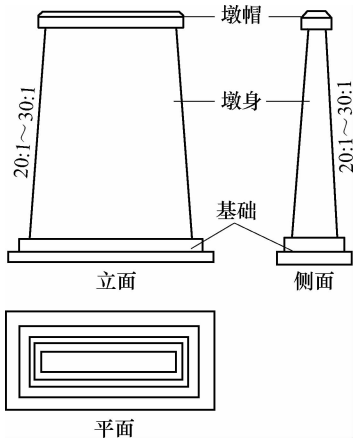


图 12.2.2 实体重力式桥墩

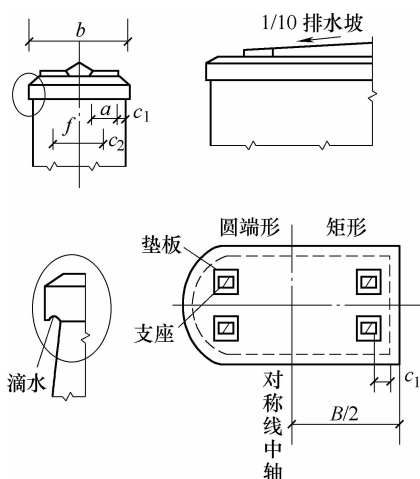


图 12.2.3 墩帽构造尺寸

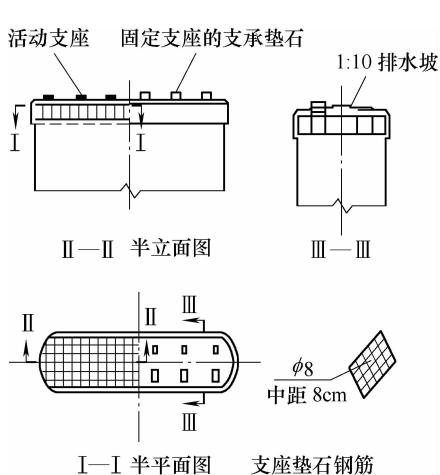


图 12.2.4 墩帽钢筋构造图

1) 顺桥向墩帽最小宽度 b 。

① 双排支座，如图 12.2.5 所示。

$$b \geq f + \frac{a}{2} + \frac{a'}{2} + 2c_1 + 2c_2 \quad (12.2.1)$$

$$f = e_0 + e_1 + e_1' \geq \frac{a}{2} + \frac{a'}{2} \quad (12.2.2)$$

式中 f ——相邻两跨支座间的中心距；

e_0 ——伸缩缝宽，中小桥为 2~5cm，大跨径桥梁可按温度变化及施工放样、安装构件可能出现的误差等决定；

e_1 、 e_1' ——桥跨梁端过支座中心的长度；

a 、 a' ——桥跨结构支座垫板的纵桥向宽度；

c_1 ——纵桥向支座垫板至墩身边缘的最小距离；

c_2 ——檐口宽度，5~10cm。

大跨径桥梁伸缩缝宽中由温度引起的变位为

$$e_0 = l t \alpha \quad (12.2.3)$$

式中 l ——桥跨的计算长度（因桥梁的分孔、联长、固定支座与活动支座布置不同而不同）；

t ——温度变化幅度值，可采用当地最高和最低月平均气温及桥跨浇筑完成时的温度计算决定；

α ——材料的线膨胀系数，钢筋混凝土及预应力混凝土梁（板）为 1×10^{-5} 。

《公路圬工桥梁设计规范》6.2.2 条对墩帽的相关尺寸给出了规定：

6.2.2 支座边缘至墩、台身顶部边缘的距离（图 6.2.2）应视墩、台构造形式及安装上部构造的施工方法而定，其最小距离可按表 6.2.2 的规定采用。

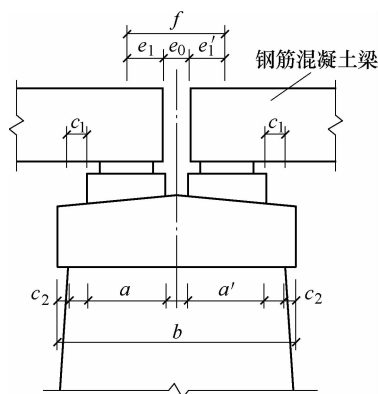


图 12.2.5 墩帽顺桥身尺寸

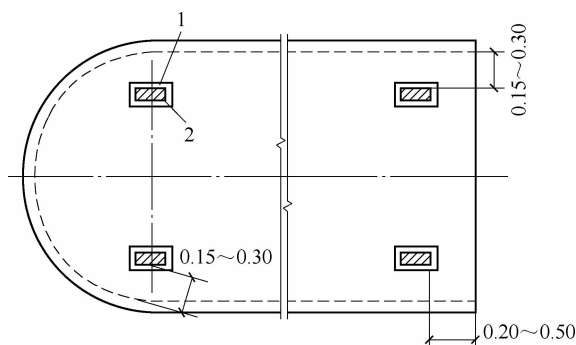


图 6.2.2 支座边缘至墩、台边缘最小距离示意图 (尺寸单位: m)
1—支座垫石 2—支座

表 6.2.2 支座边缘至墩、台身边缘的最小距离 (m)

跨径 l/m	桥 向	顺桥向	横桥向	
			圆弧形端头(自支座边角量起)	矩形墙头
$l \geq 150$		0.30	0.30	0.50
$50 \leq l < 150$		0.25	0.25	0.40
$20 \leq l < 50$		0.20	0.20	0.30
$5 \leq l < 20$		0.15	0.15	0.20

注: 当采用钢筋混凝土或预应力混凝土悬臂墩帽时, 可不受本表限制, 应以便于施工、养护和更换支座而定。

《公路圬工桥梁设计规范》6.3.1 条对这个最小距离所做的规定, 其目的是为了避开支座位移过分靠近墩台侧面边缘而导致的应力集中; 另一个原因是为了提高混凝土的局部抗压强度以及考虑施工误差和预留锚栓孔的要求。墩帽宽度除了满足上式的要求以外, 还应符合墩身顶宽的要求, 安装上部结构的需要, 以及抗震时为设防措施所需要的宽度。

②单排支座, 如图 12.2.6 所示。墩上仅有一排支座时 (如, 连续梁桥)。b 可由下式计算:

$$b = a + 2c_1 + 2c_2 \tag{12.2.4}$$

③不等高梁双排支座, 如图 12.2.7 所示。b 按以下两式计算取大者:

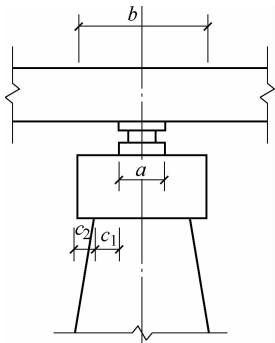


图 12.2.6 单排支座墩帽尺寸

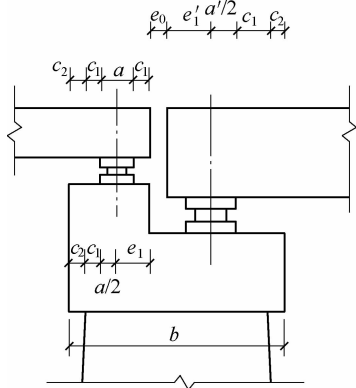


图 12.2.7 不等高梁桥墩帽尺寸

$$b = \left(c_2 + c_1 + \frac{a}{2} + e_1 \right) + e_0 + \left(e'_1 + \frac{a'}{2} + c_1 + c_2 \right) \quad (12.2.5)$$

$$b = (a + 2c_1 + c_2) + e_0 + \left(e'_1 + \frac{a'}{2} + c_1 + c_2 \right) \quad (12.2.6)$$

2) 横桥向墩帽最小宽度 B 。

① 平面形状为矩形的墩帽。对于多片主梁，如图 12.2.8 所示：

$$B = B_1 + a_1 + 2c_1 + 2c_2 \quad (12.2.7)$$

式中 B_1 ——桥跨结构两外侧主梁中心距；

a_1 ——支座底板横向宽度。

对于箱形截面梁，如图 12.2.9 所示， B 的计算公式同式 (12.2.7)，但式中 B_1 为边支座中心距。

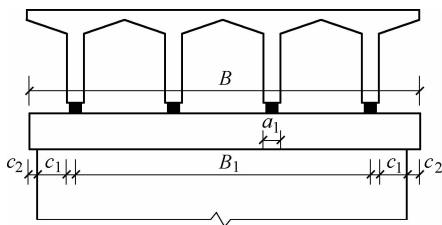


图 12.2.8 多片主梁墩帽横桥向尺寸

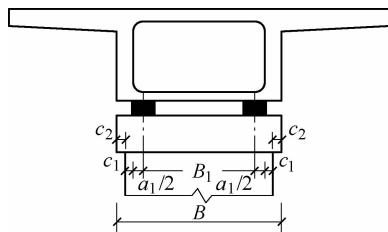


图 12.2.9 箱形截面梁墩帽横桥向尺寸

② 平面形状为圆端的墩帽为

$$B = B_1 + a_1 + b \quad (12.2.8)$$

式中 b ——墩帽纵桥向采用的最小宽度。

真题 【12.2.1】 (2009 年考题)

某公路桥采用多跨简支预应力混凝土空心板梁，跨径 16m，中墩为混凝土实体墩，墩帽出檐宽度为 50mm，支座中心至梁端的距离为 230mm。支座采用氯丁橡胶矩形板式支座，其平面尺寸为 180mm(顺桥向)×300mm(横桥向)。伸缩缝宽度为 80mm。不考虑地震影响，试问，中墩墩顶最小宽度 (mm)，应与下列何项数值最为接近？

- (A) 800 (B) 1200 (C) 1400 (D) 1300

【答案】 (B)

【解答】 根据《公路圬工桥涵设计规范》6.2.2 条表 6.2.2 “支座边缘至墩、台身边缘的最小距离”的规定：对于跨径大于等于 5m 而小于 20m 的桥梁墩台，顺桥向支座边缘至墩身边缘的最小距离为 0.15m。中墩墩顶的最小宽度：

$$B = 2 \times (80/2 + 230 + 180/2 + 150 + 50) = 1120\text{mm}, \text{取 } B = 1200\text{mm}, (\text{B}) \text{ 正确。}$$

真题 【12.2.2】 (2009 年考题)

某桥总宽度 20m，桥墩两侧承受不等跨径的结构，如图 12.2.10 所示，一侧为 16m 跨预应力混凝土空心板，最大恒荷载作用下设计总支座反力为 3000kN，支座中心至墩中心距离为 270mm；另一侧为 20m 跨预应力混凝土小箱梁，最大恒荷载设计总支座反力为 3400kN，支座

为便于水流和漂浮物通过,墩身平面形状可以做成圆端形或尖端形;无水的岩墩或高架桥墩可以做成矩形。在水流与桥梁斜交或流向不稳定时,宜做成圆形;在有强烈流水或大量漂浮物的河道上(例如冰厚大于0.5m,流冰速度大于1m/s),为了避免桥墩受到漂浮物的撞击而破坏,通常在桥墩的迎水端用坚硬料石砌筑呈刀刃形状的砌体,即所称的破冰棱,如图12.2.13所示。破冰棱的具体做法见《公路圬工桥梁设计规范》6.1.1条:

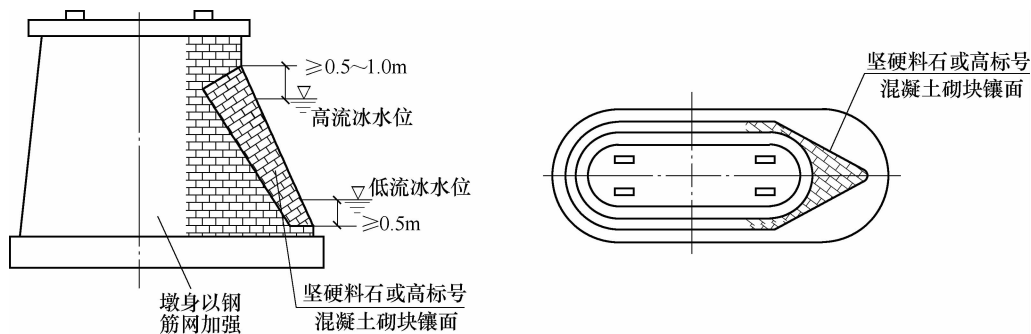


图 12.2.13 破冰棱布置图

6.1.1

具有强烈流冰河流中的桥墩,应在其迎冰面设置破冰棱。破冰棱应高出最高流冰水位1.0m,并应低于最低流冰水位时冰层底面下0.5m。破冰棱的倾斜度宜为3:1~10:1(竖:横)。破冰棱迎冰面应做成尖端形或圆端形。混凝土破冰棱在迎冰表面应埋设钢板或角钢。破冰棱与桥墩应构成一体,自基底或承台底至最高流冰水位以上1.0m处,混凝土墩台应避免设水平施工缝,当不可避免时,其接合面应用型钢或钢筋加强。

(3) 基础。基础在平面上的尺寸略大,如图12.2.11所示,一般为矩形,四周放大的尺寸约0.25~0.75m。基础可以做成单层,也可以做成2~3层台阶式的,每层的高度一般为0.5~1.0m。基础的扩散角(刚性角)见《公路圬工桥梁设计规范》6.1.6条。

6.1.6 实体墩台基础的扩散角(刚性角),对于片石、块石和料石砌体,当用强度等级为M5的砂浆砌筑时,不应大于30°;当用M5以上的砂浆砌筑时,不应大于35°;对于混凝土,不应大于40°。

2. 桩柱式轻型墩台

为了减轻地基负担、减轻墩身重量、节省圬工用量,常利用钢筋混凝土的强度和整体刚度,或某种支承构件,以形成轻型墩台。

桩柱式桥墩,由两根或多根分离的柱、盖梁、横系梁组成,如图12.2.14所示。多用于跨径8m、12m跨径不大的梁桥。

盖梁的平面尺寸、支座垫石布置等方面的要求与桥墩帽相同,但作为承重构件,它的分跨(图中的 L_1 、 L_2)、截面、配筋均应由结构计算确定。盖梁高度一般为盖梁宽度

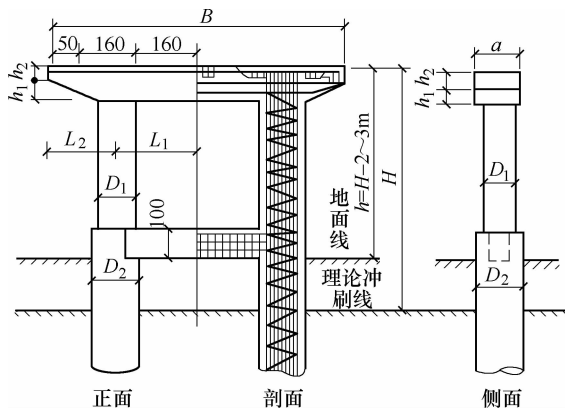


图 12.2.14 桩柱式桥墩

的 0.8~1.2 倍。柱的布置，宜使恒荷载作用下，盖梁在柱顶内外两侧的弯矩接近相等。

墩柱可与单根基桩直接相接，成桩柱式墩。当桥梁跨径较大、桥墩较高时，墩柱也可放在基础承台上，或放在桩基承台上，成为各种形状的柱式墩台。桩柱式墩，在地面（冲刷线）以上的高度 H 大于 7m 时，应该设横系梁，以增强墩身的侧向刚度。

（二）梁式桥桥台

梁式桥桥台主要由台帽、台身和基础三部分组成，如图 12.2.15 所示。其功能除了具有与梁式桥桥墩相同的功能以外，又是衔接两岸接线路堤的构筑物，既要能挡土护岸，又要能承受台背填土以及填土上车辆荷载所产生的附加侧压力。

梁式桥桥台主要分为重力式桥台和轻型桥台两大类，下面分别介绍其中最常用的形式。

1. 重力式桥台

实体重力式桥台是就地建筑的整体式重型结构，主要靠自身恒荷载来平衡台背后的土侧压力。桥台台身材料多数为石砌圬工或混凝土。最常用的形式为 U 形桥台，因为它的台身从平面上看是由前墙和两个侧墙构成 U 字形，故用 U 形桥台命名。图 12.2.16 是一座双车道石砌重力式 U 形桥台的标准设计图例，该桥台高 3~8m，上部结构的跨径在 20m 以内可采用。图中背墙的高度 h 和支座部分宽度 a 应根据上部结构的需要而定。

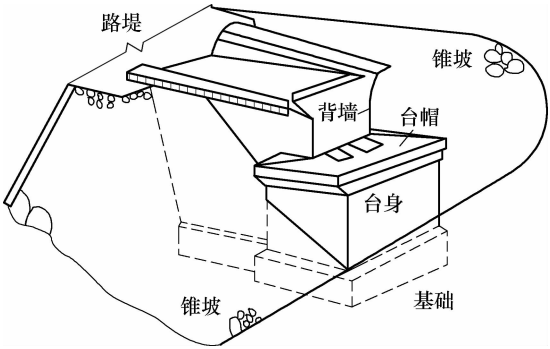


图 12.2.15 梁式桥桥台

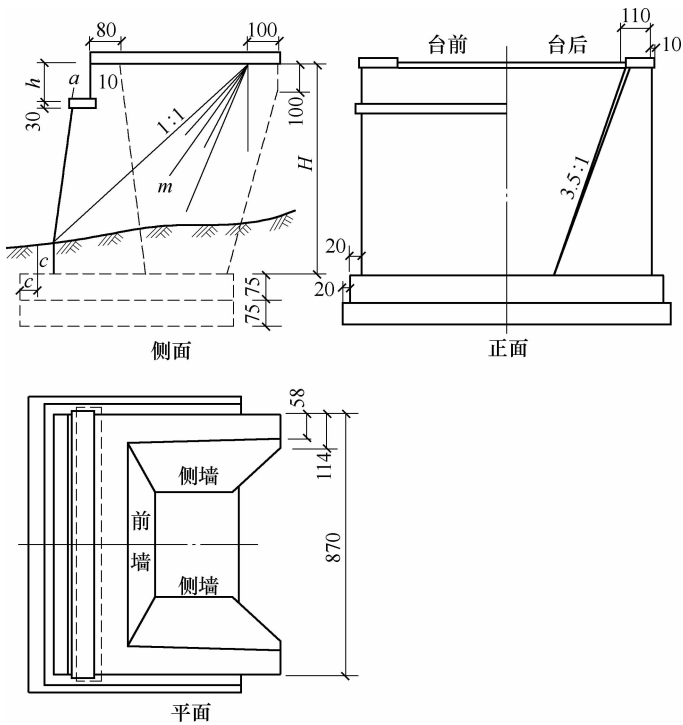


图 12.2.16 石砌重力式 U 形桥台（尺寸单位：cm）

U 形桥台适用于填土高度为 4 ~ 10m 的单孔及多孔桥。它的最大优点是结构简单,基础底面的承压面积大,应力相对较小;但圬工体积较大,两侧墙间的填土容易积水。

下面将叙述 U 形桥台的各部分构造。

(1) 台帽。梁桥台帽的构造和尺寸要求与相应的桥墩墩帽有许多共同之处,不同的是台帽顶面只设单排支座,在另一侧则要砌筑挡住路堤填土的背墙,如图 12.2.17 所示。背墙的顶宽,对于片石砌体不得小于 50cm,对于块石、料石砌体及混凝土砌体不宜小于 40cm。背墙一般做成垂直的,并与两侧侧墙连接。如果台身放坡时,则在靠路堤一侧的坡度与台身一致。

在台帽放置支座部分的构造尺寸、钢筋配置及混凝土强度可按相应的墩帽构造进行设计。如图 12.2.17 所示,顺桥向支座部分宽度为

$$b = \frac{a}{2} + e_1 + \frac{e_0}{2} + c_1 + c_2$$

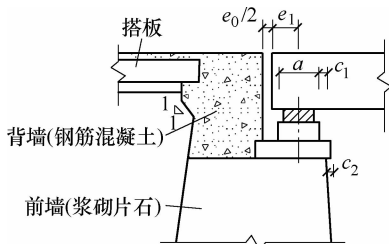


图 12.2.17

横桥向台帽宽度一般应与路基同宽,特大、大跨径桥

梁台帽厚度一般不小于 50cm,中小跨径桥梁也不应小于 40cm,并应用 $c_2 = 5 \sim 10\text{cm}$ 的檐口。台帽可用 C20 以上钢筋混凝土或素混凝土做成,也可用 MU30 以上石料圬工砌筑,所用砂浆不可低于 M5。

(2) 台身。台身由前墙和侧墙构成。台身的宽度通常与路基的宽度相同。前墙正面多采用 10 : 1 或 20 : 1 的斜坡。侧墙与前墙结合成一体,兼有挡土墙和支撑墙的作用。侧墙正面一般是直立的,其长度视桥台高度和锥坡坡度而定。前墙的下缘一般与锥坡下缘相齐,因此,桥台越高、锥坡越坦,侧墙则越长。

《公路圬工桥梁设计规范》6.2.4 条对 U 形桥台的构造给出了规定:

6.2.4 U 形桥台(图 6.2.4)前墙顶面宽度不宜小于 0.50m,其任一水平截面的宽度,不宜小于该截面至墙顶高度的 0.4 倍。U 形桥台前墙,可参照本规范第 6.1.2 条规定,设置沉降缝或伸缩缝。

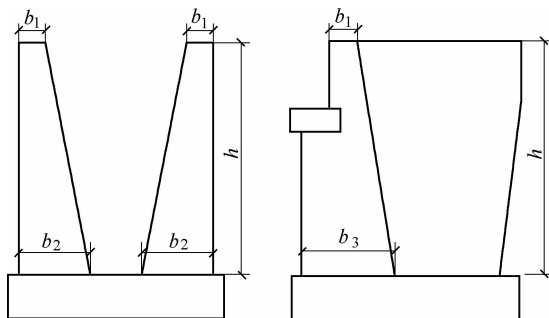


图 6.2.4 U 形桥台尺寸示意图(尺寸单位: m)

$$b_1 \geq 0.50; b_2 \geq (0.3 \sim 0.4)h; b_3 \geq 0.4h$$

U 形桥台的侧墙顶面宽度不宜小于 0.50m,其任一水平截面的宽度,对于片石砌体不宜小于该截面至墙顶高度的 0.4 倍;块石、粗料石砌体或混凝土不宜小于 0.35 倍;如桥台内填料为中、粗砂或砂砾时,则上述两项可分别相应减为 0.35 和 0.30 倍。

当 U 形桥台两侧墙宽度之和不小于同一水平截面前墙全长的 0.4 倍时, 可按 U 形整体截面验算截面强度。当 U 形桥台前墙设有沉降缝或伸缩缝时, 分隔的前墙和侧墙墙身或基础应分别按独立墙验算截面强度。

路基填土与 U 形桥台侧墙的搭接长度不宜小于 0.75m。

侧墙尾端, 应有不小于 0.75m 的长度伸入路堤内, 以保证与路堤有良好的衔接。《公路桥涵设计通用规范》3.4.4 条给出了规定:

3.4.4 桥台侧墙后端和悬臂梁桥的悬臂端深入桥头锥坡顶点以内的长度, 均不应小于 0.75m (按路基和锥坡沉实后计)。

两个侧墙之间应填以渗透性较好的土壤。为了排除桥台前墙后面的积水, 应于侧墙间在略高于高水位的平面上铺一层向路堤方向设有斜坡的夯实黏土作为隔水层, 并在黏土层上再铺一层碎石, 将积水引向设于台后、横穿路堤的盲沟内, 如图 12.2.18 所示。桥台两侧的锥坡坡度, 一般由纵向为 1:1 逐渐变至横向为 1:1.5, 以便和路堤的边坡一致。锥坡的平面形状为 1/4 的椭圆。锥坡用土夯实而成, 其表面用片石砌筑。

2. 埋置式桥台

如图 12.2.19 所示为后倾的埋置式桥台, 其特点是将台身埋在锥形护坡中, 只需出台帽在外以安置支座及上部构造。这样, 桥台所受的土压力大为减小, 桥台的体积也就相应的减小。实质上为一种重力式桥台, 它的工作原理是靠台身后倾, 使重心落在基底截面的形心之后, 以平衡台后填土的倾覆力矩, 减小恒荷载产生的偏心距, 但应注意后倾斜度要适当。

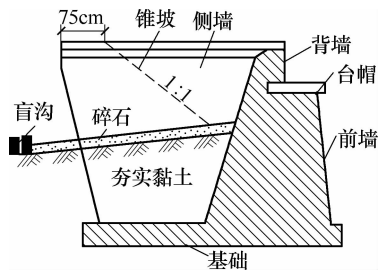


图 12.2.18

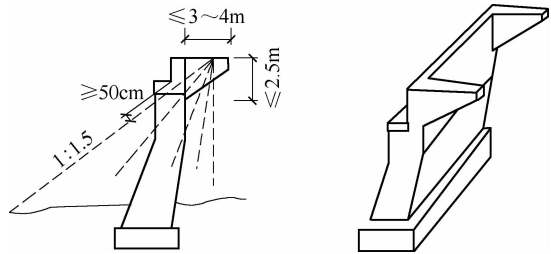


图 12.2.19 后倾的埋置式桥台

埋置式桥台不需要侧墙, 仅附有短小的钢筋混凝土耳墙, 耳墙与路堤衔接。

但是由于台前护坡是用片石作表面防护的一种永久性设施, 存在着有被洪水冲毁而使台身裸露的可能, 故设计时必须慎重地进行强度和稳定的验算。

3. 底部设有支撑梁的轻型桥台

轻型桥台是相对于重力式桥台而言的, 它不是依靠自身恒荷载, 而是借助其他构造措施来平衡桥台背后的土压力。轻型桥台力求体积轻巧、自重小; 它借助结构物的整体刚度和材料强度承受外力, 从而可节省材料, 降低对地基强度的要求和扩大应用范围, 为在软土地基上修建桥台开辟了经济可行的途径。图

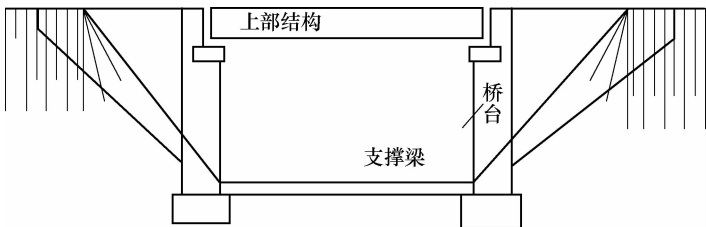


图 12.2.20 底部设有支撑梁的轻型桥台

12.2.20 介绍的是底部设有支撑梁的轻型桥台，它是轻型桥台的一种。

底部设有支撑梁的轻型桥台的特点是，台身体积较小，台身为直立的薄壁墙，台身两侧有翼墙（用于挡土），可以将侧墙做成斜坡。在两桥台下部设置钢筋混凝土支撑梁，支撑梁用 C20 钢筋混凝土浇筑，搁置在基础之上，并垂直于桥台。支撑梁应对称于桥中心线布置，中距约为 2~3m。上部结构与桥台通过锚栓连接，于是便构成四铰框架结构系统，并借助两端台后的土压力来保持稳定，如图 12.2.21 所示。

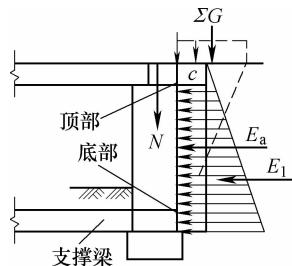


图 12.2.21 桥台的受力特点

这种轻型桥台的适用范围和构造做法见《公路圬工桥梁设计规范》6.2.6 条规定：

6.2.6 跨径不大于 13m、桥长不大于 20m 的梁（板）式上部结构，其下部构造可采用轻型桥台，但桥孔不宜多于三孔，桥台的台墙厚度不宜小于 0.6m。

轻型桥台上端与梁（板）铰接，下端在相邻桥台（墩）之间应设支撑梁（图 6.2.6）。梁（板）端铰接钢销直径不应小于 20mm。支撑梁应设于铺砌层或冲刷线以下，中距宜为 2~3m，采用钢筋混凝土构件，其截面尺寸不宜小于 0.2m（横）×0.3m（竖），四角应设置直径不小于 12mm 的钢筋；如采用混凝土或块石砌筑，其截面尺寸不宜小于 0.4m×0.4m。

轻型桥台的斜交角（台身与桥纵轴线的垂直线的交角），不应小于 15°。轻型桥台下端，两外侧应设置平行于桥轴线的支撑梁，中间应设垂直于桥台的支撑梁。

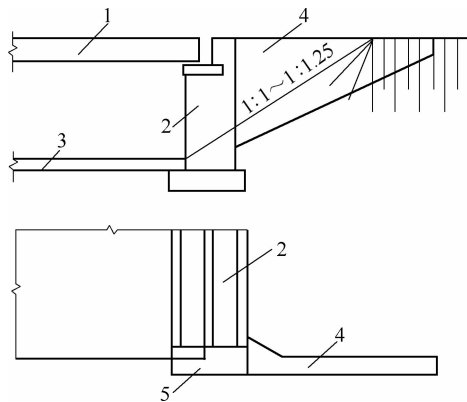


图 6.2.6 轻型桥台的支撑和耳墙

1—上部结构 2—轻型桥台 3—支撑梁 4—耳墙 5—边柱

底部设有支撑梁的轻型桥台又可分为：一字形轻型桥台、八字形轻型桥台（图 12.2.22）、耳墙式轻型桥台（图 12.2.23）。

6.2.7 轻型桥台可设八字墙、一字墙或边柱带耳墙（见本规范图 6.2.6）。带耳墙的轻型桥台的边柱除承受由耳墙重力产生的竖直荷载和弯矩外，尚应计算耳墙上水平土压力对柱身所产生的剪力和扭矩。耳墙与边柱接合处应加腋。

一字形或八字形轻型桥台的台身均为圬工砌体，当桥的跨径不超过 6m，台高不超过 4m 时，可用浆砌块石；当跨径大于 6m，台高大于 4m 时，需用 C15 混凝土浇筑。台帽为 C20 钢

钢筋混凝土，台帽内的预埋栓钉应与上部结构互相锚固。为了保证支撑梁牢固地埋入土中，一般埋置深度为 1.5m，在有冲刷的河流上，还应用片石铺砌河床。如果基础能嵌入风化岩层 15 ~ 25cm 时，也可不设下部支撑梁。台身前墙与翼墙之间一般设沉降缝分离。这类桥台不设路堤锥坡，前墙承受土压力及支座传来的荷载，两侧翼墙只承受土压力。翼墙顶面与路堤边坡平齐，其高度与底宽是变动的。八字形翼墙在平面上与路堤中心线通常呈 60°角斜交，只有当土壤的天然坡角较大或桥位处设置锥坡有困难时才采用这类桥台。

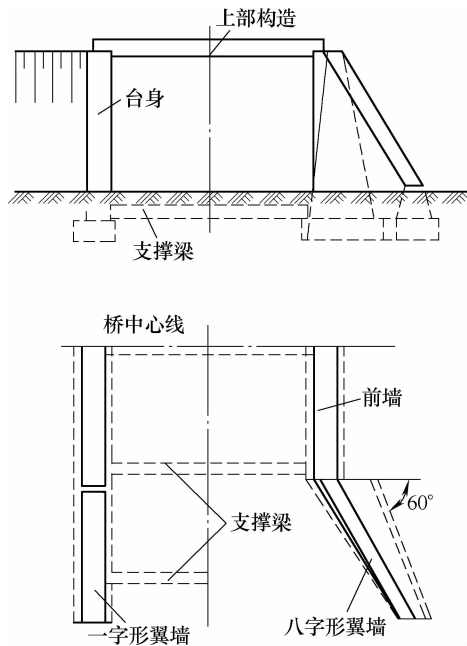


图 12.2.22

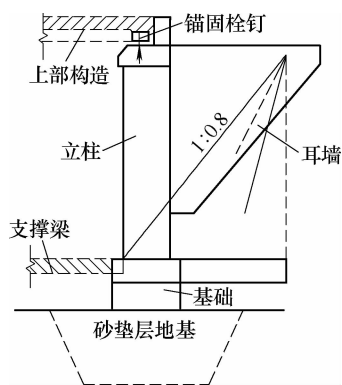


图 12.2.23 耳墙式桥台

为了节约圬工体积，也可把翼墙改为附于立柱上的耳墙，如图 12.2.23 所示。

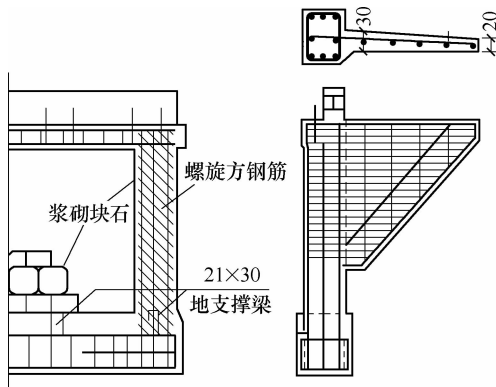


图 12.2.24 耳墙式桥台的钢筋构造（单位：cm）

结构布置是在台身两侧设置钢筋混凝土立柱。立柱、台帽和基础共同组成矩形的刚性框架，框架的中空部分用块石砌成整体，如图 12.2.24 所示。耳墙为钢筋混凝土——角形薄壁结构，它从立柱上悬出，与锥坡配合起到路堤挡土的作用。耳墙式桥台的优点是用料经济，对于

需要经过人工处理的软土地基来说,效果良好;缺点是耳墙不能悬挑过长(不宜大于4m),锥坡坡度较陡,必须加强护坡的砌筑处理,而且用钢量也较多。

轻型桥台的上部结构需承受台后土侧压力。上部结构与台帽间应用栓钉连接,其间空隙应用小石子混凝土填塞或砂浆填塞,如图12.2.25所示,栓钉直径不宜小于上部构造主筋的直径。

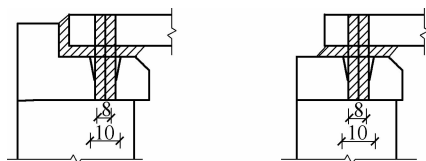


图 12.2.25 栓钉连接构造

4. 锥坡

锥形护坡(简称锥坡)是桥梁中附属结构。主要作用是防止桥台后路堤土向河中坍落,并抵御水流对桥台的冲击。

锥坡主要由夯实土体组成,表面用浆砌或干砌片石护面,在夯实的土体和砌体之间设砂砾垫层。

锥坡形式如图12.2.26所示,其坡度与填土高度,护面砌体材料等有关,一般情况下,垂直于桥梁轴线方向坡度的值取1:1.5,顺轴线方向的值取1:1.0,当采用砌石路堤时,可根据具体情况确定坡比值。

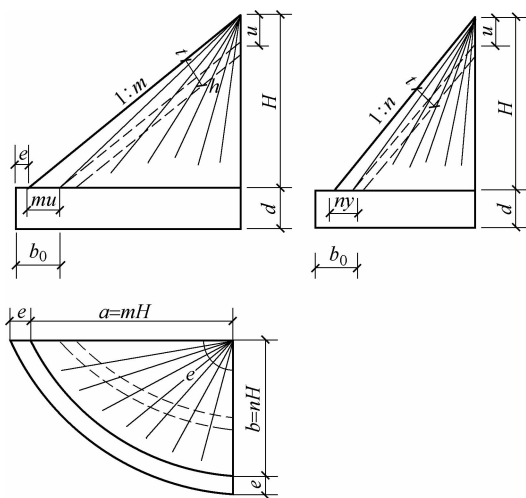


图 12.2.26 锥坡

当桥梁轴线与河流斜交时,锥坡可布置成斜交正做(图12.2.27)或斜交斜做(图12.2.28)两种方式。

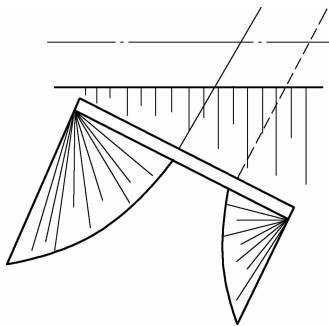


图 12.2.27 斜交锥坡(斜交正做)

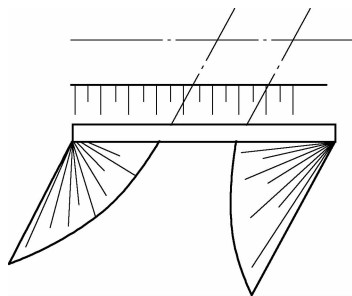


图 12.2.28 斜交锥坡(斜交斜做)

《公路桥涵设计通用规范》3.4.3 条规定：

3.4.3 桥头锥体及引道应符合以下要求：

1 桥头锥体及桥台后台后 5~10m 长度内的引道，可用砂性土等材料填筑。在非严寒地区当无透水性土时，可就地取土经处理后填筑。

2 锥坡与桥台两侧正交线的坡度，当有铺砌时，路肩边缘下的第一个 8m 高度内不宜陡于 1:1；在 8~12m 高度内不宜陡于 1:1.25；高于 12m 的路基，其 12m 以下的边坡坡度应由计算确定，但不应陡于 1:1.5，变坡处台前宜设宽 0.5~2.0m 的锥坡平台；不受洪水冲刷的锥坡可采用不陡于 1:1.25 的坡度；经常受水淹没部分的边坡坡度不应陡于 1:2。

埋置式桥台和钢筋混凝土灌注桩式或排架桩式桥台，其锥坡坡度不应陡于 1:1.5，对不受洪水冲刷的锥坡，加强防护时可采用不陡于 1:1.25 的坡度。

3 洪水泛滥范围以内的锥坡和引道的边坡坡面，应根据设计流速设置铺砌层。铺砌层的高度应为：特大、大、中桥应高出计算水位 0.5m 以上；小桥涵应高出设计水位加壅水水位（不计浪高）0.25m 以上。

埋置式桥台是将台身埋在锥形护坡中，只露出台帽在外以安置支座及上部构造。这样，桥台所受的土压力大为减小，桥台的体积也就相应地减少。

埋置式桥台不需要侧墙，仅附有短小的钢筋混凝土耳墙。台帽部分的内角到护坡表面的距离不应小于 50cm，否则应在台帽两侧设置挡板，用以挡住护坡的填土，并防止土、雪等拥入支承平台上去。耳墙与路堤衔接，伸入路堤的长度一般不小于 50cm。

按台身的结构形式，埋置式桥台可以分为后倾式（图 12.2.29a）、桩柱式（图 12.2.29b）和框架式（图 12.2.29c）。

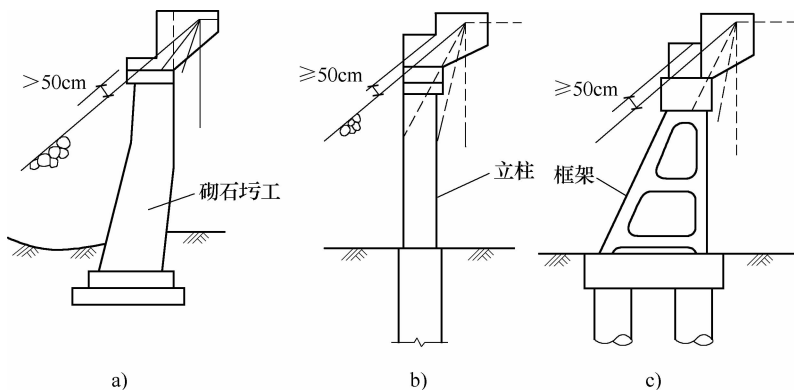


图 12.2.29 耳墙与路堤衔接

耳墙与路堤衔接的构造做法在《公路桥涵设计通用规范》有专门规定。

3.4.4 桥台侧墙后端和悬臂梁桥的悬臂端深入桥头锥坡顶点以内的长度，均不应小于 0.75m（按路基和锥坡沉实后计）。

真题

【12.2.3】（2008 年考题）

某桥主梁高度 170cm，桥面铺装层共厚 20cm，支座高度（含垫石）15cm，采用埋置式肋

板桥台，台背墙厚 40cm，台前锥坡坡度 1:1.5，布置如图 12.2.30 所示，锥坡坡面不能超过台帽与背墙的交点。试问，后背耳墙长度 l (cm)，与下列何项数值最为接近？

- (A) 350 (B) 260 (C) 230 (D) 200

【答案】 (A)

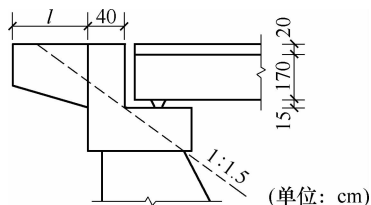


图 12.2.30

【解答】 根据《公路桥涵设计通用规范》3.4.4 条规定：耳墙端部深入锥坡顶点内的长度不应小于 75cm。 $l = (20 + 170 + 15) \times 1.5 - 40 + 75 = 342.5\text{cm}$ ，(A) 正确。

二、桥墩的内力计算

在进行桥墩设计时，首先应确定在桥墩上有哪些作用参与组合。在所有作用中，车辆荷载的变动对作用组合起着支配作用，所以在进行组合时首先要正确布置车辆荷载。

桥墩的计算需按顺桥向（与行车的主方向平行）及横桥向进行计算，故在作用组合和计算时也需按纵向及横向分别计算。

最不利的作用组合：

桥墩所受的各项作用中，除恒荷载外，其他各项作用的数值是变化的且不一定同时发生。选择什么样的作用参与组合与所计算的对象有关。因此在设计桥墩时，需要针对不同的验算项目，拟定各种可能的最不利作用组合。桥墩计算中，一般需验算的项目有：墩身截面的强度、作用在墩身截面上的合力偏心距、基底应力及偏心距、桥墩的稳定性等。根据这些验算内容，需要进行三种组合的计算。

第一种组合按桥墩各截面可能产生的最大竖向力的情况进行组合。

第二种组合按桥墩各截面在顺桥方向可能产生的最大偏心和最大弯矩的情况进行组合。

第三种组合按桥墩各截面在横桥方向可能产生的最大偏心和最大弯矩的情况进行组合。

作用于桥墩上的作用，有的是主要的，有的是次要的；有的是经常出现的，有的是在特殊条件下出现的。它们不可能同时以最大数值、最不利的位置作用于桥墩上，因此应根据各种实际可能出现的情况进行荷载布置。不过，布置在桥墩上的各种作用的位置、大小和方向应该使桥墩处于最不利受力状态之下。也就是说，用这样组合起来的作用，应该产生相应的最大的力学效应。这样的作用组合称为“最不利的作用组合”。

一般说来，在实际计算中事前较难判断哪一组作用的组合最为不利，因此，必须用分析的方法，对各种可能的不利作用组合进行计算，才能得出最后的结论。

需要特别强调的是，以上各种作用组合均应满足《公路桥涵设计通用规范》中所规定的强度安全系数、容许偏心距和稳定系数；而且，有的可变作用不能同时考虑组合，如汽车制动力不能与流水压力、冰压力和支座摩阻力中任意一种同时组合，《公路桥涵设计通用规范》表 4.1.5 对此有具体规定。

4.1.5

2 实际不可能同时出现的作用或同时参与组合概率很小的作用,按表 4.1.5 规定不考虑其作用效应的组合。

现将这三种组合的荷载布置特点分别介绍于下:

1. 第一种组合的荷载布置

第一种组合的荷载布置是根据桥墩各截面上产生最大竖向反力时的情况进行布置。即除结构重力外,相邻两孔都布置汽车和人群荷载同时还可能作用着其他纵向力,如制动力和温度影响力、纵向风力和船只撞击力等,如图 12.2.31a 所示,用来验算顺桥向墩身强度和偏心、地基承载力和偏心。

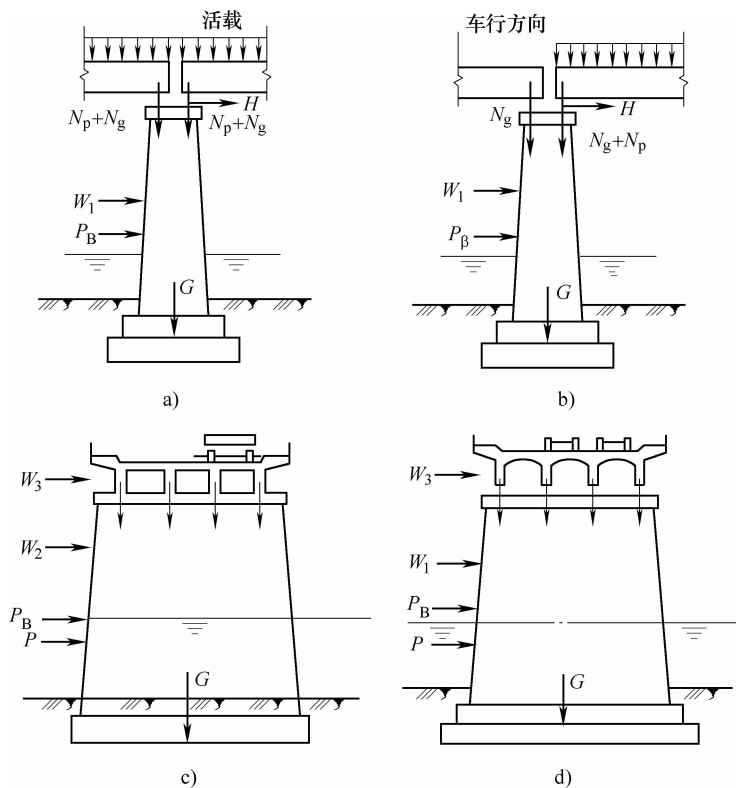


图 12.2.31 用在梁桥桥墩上的荷载

G —桥墩重力 N_p —活载引起在支座上的垂直反力 N_g —上部结构重力引起的支座上的垂直反力
 W_1 —作用在墩身上的纵向风力 H —制动力、温度力或支座摩阻力 W_3 —作用在上部结构上的横向风力
 W_2 —作用在墩身上的横向风力 $P_B(P_\beta)$ —作用在桥墩上的横向(纵向)船只撞击力或漂浮物撞击力
 P —作用在桥墩上的流水压力或流冰压力

2. 第二种组合的荷载布置

第二种组合的荷载布置是根据在顺桥向各截面上产生最大偏心和最大偏心弯矩时的情况进行布置。即除结构重力外,只在一孔布置汽车和人群荷载,若为不等跨时,则在较大跨径的一孔布置汽车和人群荷载,同时还可能作用着其他纵向力,如制动力、温度影响力、纵向风力、支座摩阻力和船只撞击力等,如图 12.2.31b 所示,用来验算顺桥向墩身强度和偏心、地基承

载力和偏心以及桥墩的稳定性。

3. 第三种组合的荷载布置

第三种组合的荷载布置是根据在垂直于行车方向桥墩各截面产生最大偏心和最大偏心弯矩时的情况进行布置。即除结构重力外，应注意将活荷载偏于桥面的一侧布置，如汽车荷载和人群荷载在横桥方向偏于一侧布置，同时还可能作用着其他横向力，如横向风力、流水或流冰压力、船只或漂浮物的撞击力等，如图 12.2.31c、d 所示，用来验算横桥方向墩身强度和偏心、地基承载力和偏心，以及桥墩的稳定性。当桥墩比较高的时候，桥墩横向稳定性也可能是当桥上没有布置荷载的时候为最不利。

【12.2.4】梁桥作用于重力式桥墩上的荷载计算

条件：

设计荷载：公路-II级、人群荷载 3kN/m 。

桥面净宽：净 $7+2\times 0.75+2\times 0.25$ 。

上部构造：六孔一联等跨装配式钢筋混凝土 T 形截面梁、标准跨径 20m ，计算跨径 19.50m 。

桥墩高度： 8.5m （墩帽顶至基础顶面）。

支座布置橡胶支座（重量忽略不计）平面尺寸为 $18\text{cm}\times 20\text{cm}$ 。

墩身顶面：顺桥方向相邻两孔支座中心距离为 50cm ，支座下底板面积为 $20\text{cm}\times 20\text{cm}$ ，墩顶宽度为 110cm 。横桥方向两边外侧主梁的中心距离为 $4\times 160=640\text{cm}$ ；墩的两端头为半圆墩，墩顶长度为 800cm ，如图 12.2.32 所示。

各个桥墩的尺寸相同，桥墩各部尺寸如图 12.2.33 所示。

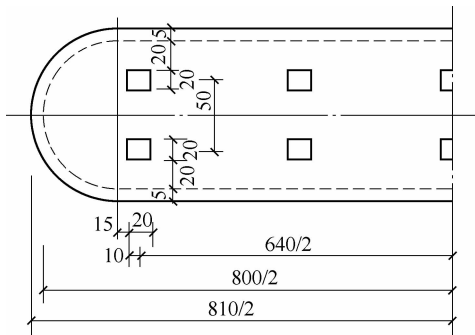


图 12.2.32 墩身顶面

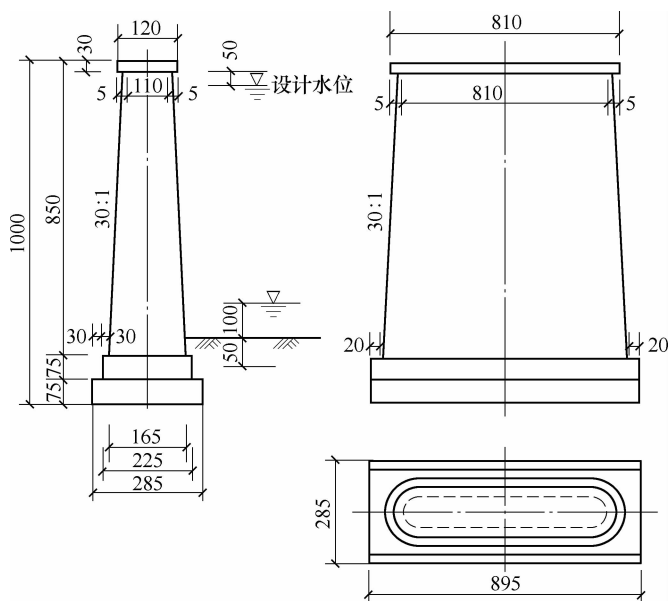


图 12.2.33 桥墩各部尺寸（单位：mm）

结构重力：作用于墩身顶面的上部结构支承反力标准值为 1577.00kN；

作用于基础顶面的总重力标准值为 3810.84kN。

要求：计算汽车荷载、人群荷载产生的墩身内力。

【解答】 根据桥梁和桥墩的尺寸条件可以绘出桥梁和桥墩之间的支承情况，如图 12.2.34 所示。桥梁作用于墩顶的支承力为 N_1 ，支承力到桥墩中心的距离 $e_1 = 0.25\text{m}$ ，二根主梁之间的缝隙 $\delta = 0.04\text{m}$ ，主梁实际长度为 19.96m。

本题的主要计算内容就是确定支承力的大小。

(1) 支承反力的影响线 桥梁的计算跨径为 19.5m，左支点的影响线竖坐标为 0，右支点的影响线竖坐标为 1。桥梁两端的影响线竖坐标分别为 -0.013 和 1.013。支承力的影响线示意图如图 12.2.35 所示。

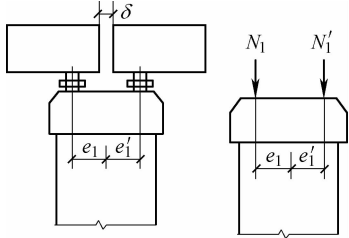


图 12.2.34 桥墩顶部的支承力

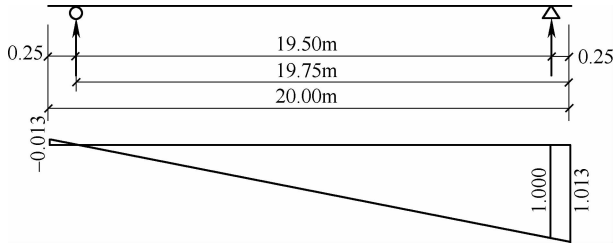


图 12.2.35 支承力影响线

(2) 人群荷载产生的支承压力。

1) 单孔单边人行荷载。

顺桥向一侧人行道上每延长米的人群荷载 $q_r = 3\text{kN/m}^2 \times 0.75\text{m} = 2.25\text{kN/m}$ 。为了求得最大的支承力，应将人群荷载布满对应于影响线所有正面积的部分，如图 12.2.36 所示。人群荷载的合力为 $2.25\text{kN/m} \times 19.75\text{m} = 44.44\text{kN}$ 。合力作用处，影响线的竖坐标为 $1.013/2 = 0.507$ 。人群荷载产生的支承压力 $N_1 = 0.507 \times 44.44 = 22.53\text{kN}$ 。

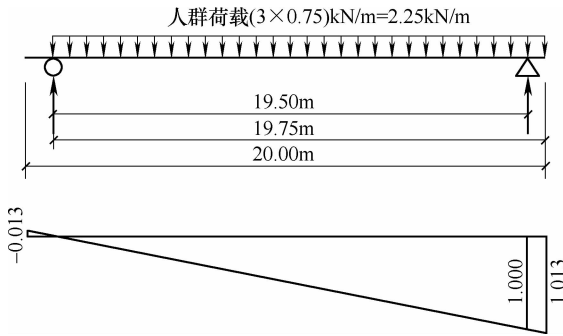


图 12.2.36 单孔单边人群荷载

图 12.2.37 列出了单孔人群荷载产生的支承力作用于墩顶的位置，由于是偏心力，使桥墩顶面承受一个弯矩 $M_1 = N_1 e_1 = 22.53 \times 0.25 = 5.63\text{kN} \cdot \text{m}$ 。

2) 单孔双边人行荷载。

$$N_1 = 2 \times 22.53 = 45.06 \text{ kN}$$

$$M_1 = N_1 e_1 = 45.06 \times 0.25 = 11.27 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 双孔单边人群荷载。由于左、右两跨的跨度相等, 所以 $N_1 = 22.53 + 22.53 = 45.06 \text{ kN}$, $M_1 = 0$ 。

4) 双孔双边人行荷载

$$N_1 = 2 \times 45.06 = 90.12 \text{ kN}, M_1 = 0$$

(3) 汽车荷载产生的支承压力。

1) 单孔单行汽车加载。根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.1 条规定, 公路-II 级的车道荷载由两部分组成:

均布荷载标准值 $q_k = 0.75 \times 10.5 = 7.875 \text{ kN/m}$

集中荷载标准值

$$P_k = 0.75 \times \left[180 + \frac{360 - 180}{50 - 5} \times (19.5 - 5) \right] = 178.5 \text{ kN}$$

为了求得最大支承力, 最不利的荷载位置如图 12.2.38 所示。均布荷载布满对应于影响线所有正面积的部分, 集中荷载布置在梁端影响线竖坐标最大处。

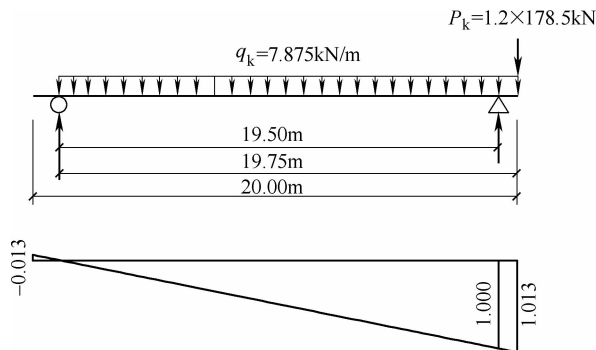


图 12.2.38 单孔单行汽车荷载

支承力 $N_1 = 0.507 \times 7.875 \times 19.75 + 1.013 \times 1.2 \times 178.5 = 295.84 \text{ kN}$

弯矩

$$M_1 = 295.84 \times 0.25 = 73.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 双孔单行汽车加载。图 12.2.39 表示双孔时车道荷载的布置情况, 均布荷载布满二孔中对应于影响线所有正面积的部分, 集中荷载则仅作用于左侧梁的右端。所以桥墩顶面左侧的支承力大于右侧的支承力, 如图 12.2.40 所示。

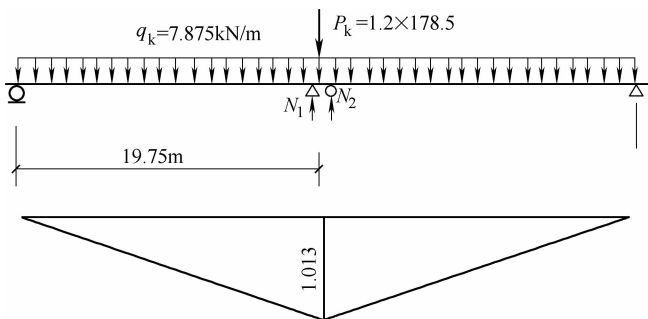


图 12.2.39 双孔单行汽车荷载

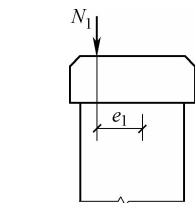


图 12.2.37 偏心受力

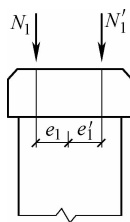


图 12.2.40 $N_1 \neq N_1'$

$$\text{支承力} \quad N_1 = 0.507 \times 7.875 \times 19.75 + 1.013 \times 1.2 \times 178.5 = 295.84 \text{ kN}$$

$$N'_1 = 0.507 \times 7.875 \times 19.75 = 78.85 \text{ kN}$$

$$\text{弯矩} \quad M_1 = N_1 e_1 - N'_1 e'_1 = (295.84 - 78.85) \times 0.25 = 54.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(4) 顺桥向墩身(基础顶面)的内力计算。根据《公路桥涵设计通用规范》4.1.6条规定,永久作用效应的分项系数为1.2,汽车荷载效应的分项系数为1.4,人群荷载的分项系数也为1.4,但是还要考虑组合系数。

1) 双孔布载。

结构重力 + 双孔汽车荷载 + 双孔人群荷载

考虑双行汽车、双侧行人,人群荷载的组合系数 $\phi_c = 0.8$ 。

$$N = 1.2 \times 3810.84 + 1.4 \times (295.84 + 78.85 + 0.8 \times 45.06) \times 2 = 5723.07 \text{ kN}$$

$$M = 1.4 \times (295.84 - 78.85) \times 0.25 \times 2 = 151.89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 单孔布载。

结构重力 + 双行汽车荷载 + 双侧人群荷载

$$N = 1.2 \times 3810.84 + 1.4 \times (295.84 \times 2 + 0.8 \times 45.06) = 5451.83 \text{ kN}$$

$$M = 1.4 \times (295.84 \times 2 + 0.8 \times 45.06) \times 0.25 = 219.70 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(5) 横桥向墩身的内力计算。

1) 荷载布置。

①横桥向单边人群荷载布置:图12.2.41列出了横桥向单边人群荷载的最不利布置

$$N_1 = 45.06 \text{ kN}$$

$$M_1 = 45.06 \times 3.875 = 174.61 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

②横桥向单行汽车荷载布置:图12.2.42列出了横桥向单行汽车荷载的最不利布置

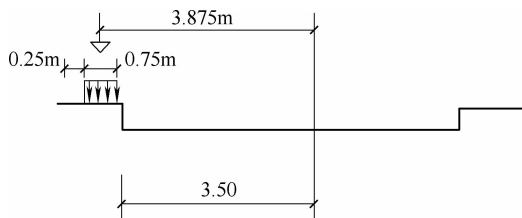


图 12.2.41 单边人群荷载布置

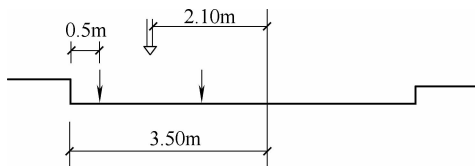


图 12.2.42 单行汽车荷载布置

$$N_1 = 295.84 + 78.85 = 374.69 \text{ kN}$$

$$M_1 = 374.69 \times 2.1 = 786.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

③横桥向双行汽车荷载布置:图12.2.43列出了横桥向双行汽车荷载的最不利布置

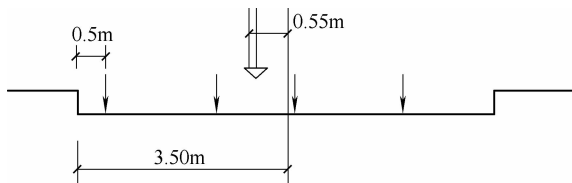


图 12.2.43 双行汽车荷载布置

$$N_1 = (295.84 + 78.85) \times 2 = 749.38 \text{ kN}$$

$$M_1 = 749.38 \times 0.55 = 412.16 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 内力组合。

① 结构重力 + 双行汽车荷载 + 单边人群荷载

$$N = 1.2 \times 3810.84 + 1.4 \times [(295.84 + 78.85) \times 2 + 0.8 \times 45.06] = 5672.61 \text{ kN}$$

$$M = 1.4 \times [2 \times (295.84 + 78.85) \times 0.55 + 0.8 \times 45.06 \times 3.875] = 772.58 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 结构重力 + 单行汽车荷载 + 单边人群荷载

$$N = 1.2 \times 3810.84 + 1.4 \times (295.84 + 78.85 + 0.8 \times 45.06) = 5148.04 \text{ kN}$$

$$M = 1.4 \times [(295.84 + 78.85) \times 2.1 + 0.8 \times 45.06 \times 3.875] = 1297.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

真题

【12.2.5】(2004 年考题, 因《规范》改版, 故本题有关参数跟着做了相应调整)

某公路桥梁, 由多跨简支梁桥组成, 其总体布置如图 12.2.44 所示。每孔跨径 25m, 计算跨径为 24m, 桥梁总宽 10m, 行车道宽度为 8.0m, 通行二列汽车。每孔上部结构采用预应力混凝土箱形截面梁, 桥墩上设立四个支座, 支座的横桥向中心距为 4.0m。桥墩支承在基岩上, 由混凝土独柱墩身和带悬臂的盖梁组成。

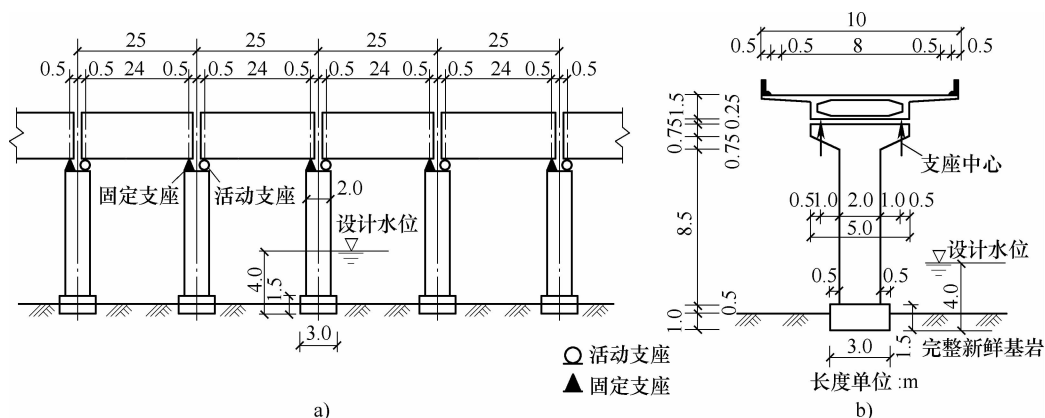


图 12.2.44

a) 立面图 b) 桥墩处横断面图

假定在该桥上行驶的二列汽车荷载为公路-I级。试问, 汽车荷载作用下, 主梁一侧单个板式橡胶支座的压力标准值组合 R_{ck} (kN), 与下列何项数值最为接近?

提示: (1) 按《公路桥涵设计通用规范》4.3.1条, 布置最不利横桥向车轮位置。

(2) 已知冲击系数 $\mu = 0.15$ 。

(A) 884

(B) 760

(C) 555

(D) 950

【答案】(A)

【解答】

(1) 由于该桥采用整体现浇钢筋混凝土箱形截面, 整体抗弯、抗扭刚度大, 横向采用两点支承。采用杠杆法求一侧单个板式橡胶支座的压力标准值。

(2) 由于计算跨径 $l_0 = 24\text{m}$, 《公路桥涵设计通用规范》4.3.1条4款1), 公路-I级车道荷载:

均布荷载标准值 $q_k = 10.5 \text{ kN/m}$

集中荷载标准值 $P_k = 180 + (360 - 180)(24 - 5)/(50 - 5) = 256 \text{ kN}$

(3) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.1条第4款1), 求支座反力时集中荷载取

$$1.2P_k = 1.2 \times 256 = 307.2 \text{ kN}$$

(4) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.1 条 4.3.1-3 布置汽车车辆荷载的位置, 如图 12.2.45 所示。

(5) 横向分布影响线如图 12.2.46 所示, 求出 η_i 分别为 0.275、0.725、1.05、1.50。

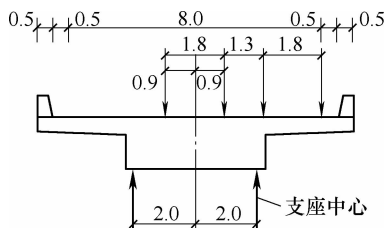


图 12.2.45

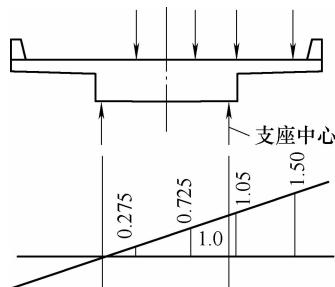


图 12.2.46

(6) 汽车荷载横向分布系数为

$$m_q = (0.275 + 0.725 + 1.05 + 1.50) / 2 = 1.775$$

(7) 根据《公路桥涵设计通用规范》表 4.3.1-4, 两车道取车道折减系数 $\xi = 1.0$ 。

(8) 支点反力纵向分布影响线如图 12.2.47 所示。

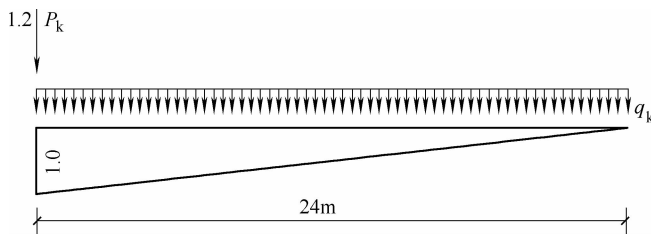


图 12.2.47

(9) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.3.1 条 4 款 3) 规定, 均布荷载标准值 $q_k = 10.5 \text{ kN/m}$ 应满布于梁全跨; 集中荷载标准值 $1.2P_k = 307.2 \text{ kN}$ 作用于支点处。

(10) 支座的最大压力标准值为

$$\begin{aligned} R_{ck} &= \xi(1 + \mu)m_q \left(1.0 \times 1.2 \times P_k + \frac{1}{2} \times 24 \times 1.0 \times q_k \right) \\ &= 1.0 \times 1.15 \times 1.775 \times (1.0 \times 307.2 + 0.5 \times 24 \times 1.0 \times 10.5) \\ &= 884.27 \text{ kN} \end{aligned}$$

(A) 正确。

第三节 温度影响

一、温度作用的基本概念

温度作用是指因温度变化引起的结构变形和附加力。

当结构物所处环境温度发生变化, 且当结构或构件的热变形受到边界条件约束或相邻部分

的制约,不能自由胀缩时,则在结构或构件内形成温度应力。

温度作用是由温度变化引起的,温度变化可分为气温变化和结构温差两种情况。

气温变化是指结构物在一年中大气气温的年温差,通常取最高月和最低月平均气温的差值,对于我国的大多数地区,可按7月和1月的平均气温采用。我国长江中下游一带大气气温年温差约为30℃,北方地区温差更大。

结构温差是指由于日照、骤冷等天气原因或高温车间、低温冷库等使用情况造成的结构内外温度差异,应考虑房屋散热和保暖条件,按实际情况确定温差取值。

二、温度应力和变形的计算

温度变化对结构内力和变形的影响,应根据不同的结构形式分别加以考虑。

对于静定结构,由于温度变化引起的材料膨胀和收缩变形是自由的,即结构能够自由地产生符合其约束条件的位移,故在结构上不引起内力。

对超静定结构,由于存在多余约束,温度变化时杆件变形受到约束,从而在结构中产生内力(此内力的大小与温差幅度和结构刚度均有关系)。

以下给出一些常用构件的温度应力计算方法。

(1) 两端嵌固于支座的约束梁,如图12.3.1a所示,承受均匀温差 T ,若求此梁的温度应力,可先将其一端解除约束,成为一根悬臂梁,如图12.3.1b所示。

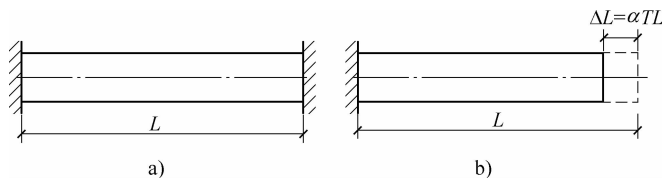


图 12.3.1 约束梁与自由变形梁示意

悬臂梁在温差 T 的作用下产生的自由伸长 ΔL 及相对变形 ε 可由下式求得

$$\Delta L = \alpha TL \quad (12.3.1)$$

$$\varepsilon = \Delta L / L = \alpha T \quad (12.3.2)$$

式中 L ——梁的跨度。

如果悬臂梁右端受到嵌固不能自由伸长,梁内便产生约束力,约束力 P 的大小等于将自由变形梁压回原位置所施加的力(拉力为正,压力为负),即

$$P = -EA\Delta L / L \quad (12.3.3)$$

$$\sigma = -P / A = -EA\alpha TL / LA = -\alpha TE \quad (12.3.4)$$

式中 E ——材料的弹性模量;

A ——材料的截面面积;

σ ——杆件的约束应力。

由式(12.3.4)可知,杆件约束应力只与温差、线膨胀系数和弹性模量有关,其数值等于温差引起的应变与弹性模量的乘积。

《公路桥涵设计通用规范》对温差、线膨胀系数等物理参数的取值作出了规定。

4.3.10 计算温度作用时的材料线膨胀系数及作用标准值可按下列规定取用：

1 桥梁结构当要考虑温度作用时，应根据当地具体情况、结构物使用的材料和施工条件等因素计算由温度作用引起的结构效应。各种结构的线膨胀系数规定见表 4.3.10-1。

表 4.3.10-1 线膨胀系数

结 构 种 类	线膨胀系数(以摄氏度计)
钢结构	0.000012
混凝土和钢筋混凝土及预应力混凝土结构	0.000010
混凝土预制块砌体	0.000009
石砌体	0.000008

2 计算桥梁结构因均匀温度作用引起外加变形或约束变形时，应从受到约束时的结构温度开始，考虑最高和最低有效温度的作用效应。如缺乏实际调查资料，公路混凝土结构和钢结构的最高和最低有效温度标准值可按表 4.3.10-2 取用。

表 4.3.10-2 公路桥梁结构的有效温度标准值（℃）

气温分区	钢桥面板钢桥		混凝土桥面板钢桥		混凝土、石桥	
	最高	最低	最高	最低	最高	最低
严寒地区	46	-43	39	-32	34	-23
寒冷地区	46	-21	39	-15	34	-10
温热地区	46	-9(-3)	39	-6(-1)	34	-3(0)

注：1. 全国气温分区见附录 B。

2. 表中括弧内数值适用于昆明、南宁、广州、福州地区。

(2) 排架横梁受到均匀温差 T 的作用，横梁伸长为 $\Delta L = \alpha TL$ ，此即柱顶产生的水平位移，如图 12.3.2 所示。

若用 K 表示柱的抗侧刚度（柱顶产生单位位移时所施加的力），由结构力学知识可知

$$K = 3EI/H^3 \tag{12.3.5}$$

柱顶受到的水平剪力为

$$V = \Delta LK = 3\alpha TLEI/H^3 \tag{12.3.6}$$

式中 I ——柱截面惯性矩；

H ——柱高。

由式 (12.3.6) 可知，温度变化在柱中引起的约束内力与结构长度成正比，当结构物很长时，必然在结构中产生较大的温度应力。为了减小温度应力，需缩短结构物的长度，这就是过长的结构每隔一定距离必须设置伸缩缝的原因。

(3) 纵向排架结构柱嵌固于地面，如图 12.3.3 所示。

排架横梁受到均匀温度差作用向两边伸长或缩短，中间有一变形不动点，变形不动点位于各柱抗侧刚度分布的中点，可由柱总抗侧刚度乘以不动点到左端第 1 根柱的距离等于各柱抗侧刚度乘以该柱到左端第 1 根柱的距离之和的条件得到（此规律也可用于计算桥梁结构中温度

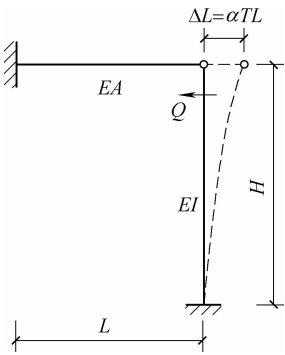


图 12.3.2 排架横梁受到均匀温差 T 的作用

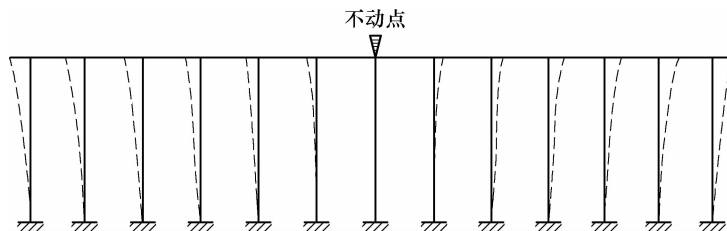


图 12.3.3 纵向排架温度变形分析

应力引起的桥墩变形)。变形不动点两侧横梁伸缩变形将在柱和横梁内引起应力。对于等跨布置的情况, 偏移零点位置可表示为

$$x_0 = \sum_0^n iK_i L / \sum_0^n K_i \quad (12.3.7)$$

式中 x_0 ——偏移零点至最左端柱的距离 (对桥梁为偏移零点至此联柔性墩左端的距离);

i ——柱 (柔性墩) 的序号;

L ——柱距 (桥梁跨径)。

由于结构的对称性, 只需对不动点一侧进行内力分析, 如图 12.3.4 所示, 若忽略横梁弹性变形, 不动点右侧第 i 根柱的柱顶位移 $\Delta L_i = \alpha T L_i$, 第 i 根柱的抗侧刚度 $K_i = 3E_i I_i / H^3$, 则第 i 根柱受到的柱顶剪力为

$$V_i = \Delta L_i K_i = \alpha T L_i \frac{3E_i I_i}{H^3} \quad (12.3.8)$$

式中 L_i ——第 i 根柱到不动点的距离。

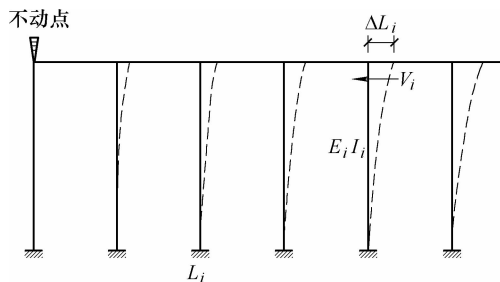


图 12.3.4 排架结构温度应力计算简图

【12.3.1】 计算温度力

条件: 如图 12.3.5 所示为五跨的简支梁桥, 跨长 $L = 20\text{m}$, 采用钢筋混凝土双圆柱式墩 ($D = 1.0\text{m}$), 混凝土强度等级为 C30, 其弹性模量 $E = 3 \times 10^7 \text{kN/m}^2$, 线膨胀系数 $\alpha = 1 \times 10^{-5}$, 采用嵌固于岩石内的扩大基础 (可视为固定端)。

要求: 若环境温度降低 25°C 。计算 3 号墩承受的水平温度力标准值。

【解答】

(1) 计算各桥墩的抗侧刚度。

各桥墩的顺桥向惯性矩相同, 为: $I = 2 \times \pi D^4 / 64 = 2 \times 3.14 \times 1^4 / 64 = 0.098\text{m}^4$

各桥墩的抗侧刚度可由公式 $K_i = 3E_i I_i / l_i^3$ 计算, 对 1 号墩有

$$K_1 = 3EI / l_1^3 = 3 \times 3 \times 10^7 \times 0.0984 / 14^3 = 3214 \text{kN/m}$$

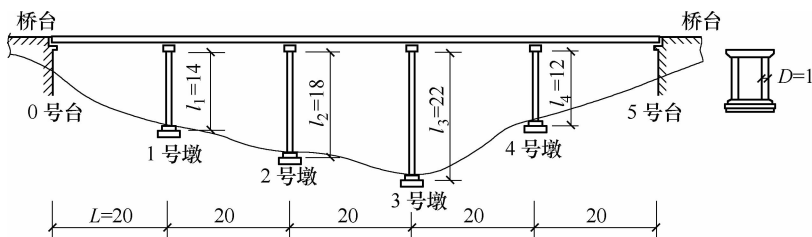


图 12.3.5 五跨简支梁桥布置图 (尺寸单位: m)

同理可得, $K_2 = 1512 \text{ kN/m}$, $K_3 = 828 \text{ kN/m}$, $K_4 = 5104 \text{ kN/m}$ 。

(2) 计算由温度变化引起结构位移的偏移零点位置。如图 12.3.6 所示, 以 0-0 线为原点, 令 0-0 线距离 0 号桥台支座中心的距离为 x_0 , 由式 (12.3.7) 可知

$$\begin{aligned} x_0 &= (K_1 + 2K_2 + 3K_3 + 4K_4 + 5K_5) L / (K_1 + K_2 + K_3 + K_4 + K_5) \\ &= 29138 \times 20 / 10658 = 54.68 \text{ m} \end{aligned}$$

(3) 3 号墩顶点的位移。3 号墩顶点距温度偏移零点的距离: $x_3 = 54.68 - 3 \times 20 = -5.32 \text{ m}$

由式 (12.3.1) 可得 3 号墩顶点的位移值为: $\Delta_{3t} = \alpha \Delta t x_3 = 1 \times 10^{-5} \times (-25) \times (-5.32) = 1.33 \times 10^{-3} \text{ m}$ (指向左岸)。

(4) 3 号墩承受的水平温度力标准值

$$F_{3t} = K_3 \Delta_{3t} = 828 \times 1.33 \times 10^{-3} = 1.10 \text{ kN} \text{ (指向左岸)}$$

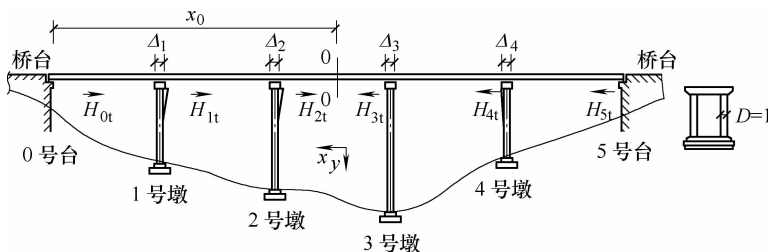


图 12.3.6 温度作用计算简图

真题

【12.3.2】(2007 年考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改造成一道独立题)

某城市附近交通繁忙的公路桥梁, 其中一联为五孔连续梁桥, 其总体布置如图 12.3.7 所示。每孔跨径 40m。上部结构采用预应力混凝土箱形截面梁, 桥墩支承在岩基上, 由混凝土独柱墩身和带悬臂的盖梁组成。若该桥四个中墩均为高 10m 柔性墩, 且各中墩均采用形状、尺寸相同的普通盆式橡胶固定支座, 两个边墩采用盆式橡胶滑动支座, 则该桥在四季均匀温度变化升温为 $+20^\circ\text{C}$ 的条件下 (忽略上部结构垂直力影响), 当墩柱采用 C30 混凝土时, 其 $E_c = 3.0 \times 10^4 \text{ MPa}$, 混凝土线膨胀系数 $\alpha = 1 \times 10^{-5}$, 试判定 2 号墩所承受的水平温度力标准值 (kN) 与下列何项数值最为接近?

提示: 不考虑墩柱抗弯刚度折减。

- (A) 150 (B) 250 (C) 500 (D) 750

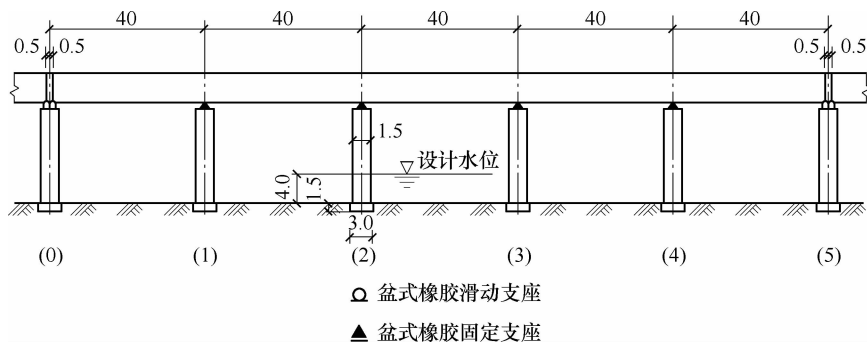


图 12.3.7

【答案】 (A)

【解答】

(1) 由于各中墩柱截面及高度完全相同, 支座也完全相同, 本桥为对称结构, 故温度零点必在桥跨中心, 则 2 号墩顶距温度零点处的距离 $L = 40/2 = 20\text{m}$ 。

(2) 2 号墩顶处水平位移

$$\Delta_{i2} = \alpha t x_2 = 1 \times 10^{-5} \times 20 \times 20 \times 10^3 = 4\text{mm}$$

(3) 2 号墩的抗侧移刚度为

$$k_2 = \frac{3EI}{l^3} = \frac{3 \times 3.0 \times 10^{10} \times 2.5 \times 1.5^3 / 12}{10^3} = 6.328 \times 10^4 \text{ kN/m}$$

(4) 2 号墩所承受的水平温度力标准值为

$$H_{i2} = k_2 \Delta_{i2} = 6.328 \times 10^4 \times 4 \times 10^{-3} = 153\text{kN}$$

(A) 正确。

真题 【12.3.3】~【12.3.8】 (2001 年样题)

某公路桥梁, 由多跨 $l=20\text{m}$ 的单跨梁组成, 桥宽 12m 。下部结构采用柔性墩, 桥墩支承于基岩上。桥梁的总体布置计算图式如图 12.3.8 所示。实心体钢筋混凝土桥墩; 混凝土强度等级为 C30; 截面尺寸为: 顺桥向 0.6m , 横桥向 4m ; 各桥墩的计算高度按 0 号、1 号、2 号、3 号、4 号、5 号墩依次为 10m 、 10m 、 6m 、 6m 、 8m 、 8m 。各单跨梁除 0 号墩及 5 号墩上分别设置滑动支座外, 其他桥墩上分别设置固定支座 (五跨一联)。

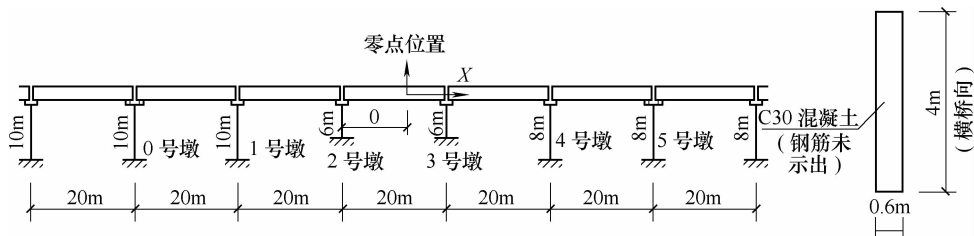


图 12.3.8

真题 【12.3.3】 (2001 年样题)

该柔性墩台结构在各墩顶水平位移相同的条件下, 计算在各墩顶需要施加的水平力 T_i 的

相对比值,即忽略上部结构垂直力的影响,求1号墩、2号墩、3号墩、4号墩顶需要施加的水平力比值($T_1:T_2:T_3:T_4$),并判定该比值与下列何组数据最为接近?

- (A) 1:4.63:4.63:1.953 (B) 1:1.67:1.67:1.25
(C) 1:2.78:2.78:1.56 (D) 1:7.716:7.716:2.4414

【答案】 (A)

【解答】 根据柔性墩的结构体系特点,由各墩的 EI 值相同和墩顶水平位移相同的条件,利用公式 $\delta_i = P_i h_i^3 / 3E_i I_i$ 可以求得五跨一联的柔性墩结构体系关系式如下

$$\begin{aligned} T_1:T_2:T_3:T_4 &= 1/h_1^3:1/h_2^3:1/h_3^3:1/h_4^3 \\ &= 1/10^3:1/6^3:1/6^3:1/8^3 \\ &= 1 \times 10^{-3}:4.63 \times 10^{-3}:4.63 \times 10^{-3}:1.953 \times 10^{-3} \\ &= 1:4.63:4.63:1.953 \end{aligned}$$

(A) 正确。

真题 【12.3.4】 (2001年样题)

当该结构在均匀温度变化时(忽略上部结构垂直力的影响),其梁体的无水平位移点,即梁体中无水平位移的“温度零点位置”离2号墩的距离 a 与以下何项数值最为接近?

- (A) 12.341m (B) 20m (C) 10m (D) 11.342m

【答案】 (A)

【解答】 查规范得 $E = 2.85 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$, $I = \frac{bh^3}{12} = 72 \times 10^9 \text{ mm}^4$

$$1 \text{ 号墩的刚度 } k_1 = \frac{3EI}{l^3} = 0.648 \times 10^4 \text{ N/mm}$$

$$2 \text{ 号、3 号墩的刚度 } k_2 = k_3 = 13.000 \times 10^4 \text{ N/mm}$$

$$4 \text{ 号墩的刚度 } k_4 = 1.266 \times 10^4 \text{ N/mm}$$

$$\text{取 } 0 \text{ 号墩至偏移值为零点的距离为 } x_0, x_0 = \frac{\sum_{i=1}^4 ik_i}{\sum_{i=1}^4 k_i} l$$

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^4 ik_i &= (1 \times 0.648 + 2 \times 3.000 + 3 \times 3.000 + 4 \times 1.266) \times 10^4 \\ &= 20.711 \times 10^4 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$\sum_{i=1}^4 k_i = (0.648 + 3.000 + 3.000 + 1.266) \times 10^4 = 7.914 \times 10^4 \text{ N/mm}$$

$$x_0 = \frac{20.711 \times 10^4}{7.914 \times 10^4} \times 2 \times 10^4 = 5.234 \times 10^4 \text{ mm} = 52.34 \text{ m}$$

离2号墩的距离 $a = 52.34 - 40 = 12.34 \text{ m}$

(A) 正确。

真题 【12.3.5】 (2001年样题)

若将每个桥墩的高度均调整为10m等高,其他条件不变,则该结构在四季均匀温度变化升温为 $+20^\circ\text{C}$ 的条件下,0号墩墩顶处梁的水平位移值及位移方向,与以下何项数值最为接

近? 假定混凝土线性膨胀系数为 1×10^{-5} , 并忽略因桥墩弯曲产生的阻力及上部结构垂直力的影响。

- (A) -0.010m (B) -0.014m (C) 0.004m (D) -0.012m

【答案】 (A)

【解答】 由于修改设计后的桥梁结构布置为对称结构, 故“温度零点”即梁体中无水平位移点, 必定在桥跨中心或对称点上, 即 $a = 10\text{m}$ 。

$$\delta_0 = -(a + 2L) \times a \times \Delta t = -(10 + 2 \times 20) \times 10^{-5} \times 20 = -1000 \times 10^{-5} = -0.010\text{m}$$

(A) 正确。

真题 【12.3.6】 (2001 年样题)

若将每个桥墩的高度均调整为 8m (等高), 则该结构在四季均匀温度变化升温为 $+20^\circ\text{C}$ 的条件下 (忽略上部结构垂直力影响), 4 号墩承受的水平力值, 与以下何项数值最为接近?

- (A) 64.55kN (B) 59.51kN (C) 43.03kN (D) 75.94kN

【答案】 (D)

【解答】

(1) 温度零点位置。由于修改设计后的桥梁结构布置为对称结构, 故“温度零点”即梁体中无水平位移点, 必定在桥跨中心或对称点上, 即 $a = 10\text{m}$ 。

(2) 4 号墩墩顶处梁的水平位移值及位移方向

$$\delta_4 = (a + L) \alpha \Delta t = (10 + 20) \times 10^{-5} \times 20 = 600 \times 10^{-5} = 0.006\text{m}$$

(3) 4 号墩的刚度 k_4

$$E = 2.85 \times 10^4 \text{N/mm}^2, I = \frac{bh^3}{12} = 72 \times 10^9 \text{mm}^4$$

$$4 \text{ 号墩的刚度 } k_4 = \frac{3EI}{l^3} = 1.266 \times 10^4 \text{N/mm}$$

(4) 4 号墩承受的水平力值 $T_4 = \delta_4 k_4 = 0.006 \times 1.266 \times 10^4 = 75.96\text{kN}$

(D) 正确。

真题 【12.3.7】 (2001 年样题)

在该柔性墩台桥梁结构中, 由汽车荷载产生的水平制动力为 200kN , 并假定作用在该五跨一连的 0 号~5 号墩间的梁上。2 号桥墩所承受的水平制动力值 (假定作用在墩顶), 与以下何项数值最为接近?

- (A) 75.82kN (B) 50kN (C) 200kN (D) 100kN

【答案】 (A)

【解答】 在汽车水平制动力作用下, 由于柔性墩台结构体系的构造特点, 1~4 号墩顶的水平位移值应相同, 各墩水平制动力应按各墩的水平抗推刚度来分配。

运用 $\delta_{T1} = \delta_{T2} = \delta_{T3} = \delta_{T4}$, $\delta_i = T_i \cdot h_i^3 / 3E_i I_i$ 公式即可求得水平制动力作用在各墩顶的力值与方向。

各墩 E_i 、 I_i 相同, 可得分配系数

$$\mu = \frac{\frac{3E_i I_i}{h_i^3}}{\sum \frac{3E_i I_i}{h_i^3}} = \frac{\frac{1}{h_i^3}}{\sum \frac{1}{h_i^3}} = \frac{1/h_i^3}{1/10^3 + 1/6^3 + 1/6^3 + 1/8^3} = \frac{1/h_i^3}{12.2124 \times 10^{-3}}$$

$$\mu_1 = 0.08187, \mu_2 = 0.3791, \mu_3 = 0.3791, \mu_4 = 0.1599$$

$$\sum \mu = 0.08187 + 0.3791 + 0.3791 + 0.1599 \approx 1.0$$

$$T_i = \sum T \times \mu_i$$

故所求的 2 号墩承受的水平制动力

$$T_2 = 200 \times 0.3791 = 75.82 \text{ kN}$$

(A) 正确。

真题

【12.3.8】 (2001 年样题)

在上述桥梁的总体布置及计算图式条件下, 假定由上部单跨梁结构和桥面系统自重引起的各跨的总垂直反力均为 3600kN, 支座摩阻系数 $\mu = 0.03$, 当温度均匀变化为 20°C 时, 5#墩顶由温度均匀变化产生的水平推力值, 与以下何项数值最为接近?

- (A) 0 (B) 108kN (C) 216kN (D) 54kN

【答案】 (A)

【解答】 已知上部结构各跨相同, 所以恒载垂直反力相同, 支座摩阻系数亦相同, 5 号墩上设置的两组支座均为滑动支座。在温度均匀变化的条件下, 根据两滑动支座的摩阻力方向相反, 水平力叠加后为零, 即可求得该墩产生的水平力值。

$$T_5 = (3600/2) \times 0.03 - (3600/2) \times 0.03 = 0$$

(A) 正确。

【12.3.9】 求温度应力 (2013 年考题, 原题为连锁题中的一道自题, 现改写成一道独立题)

某城市快速路上的一座立交匝道桥, 其中一段为四孔各 30m 的简支梁桥, 其总体布置如图 12.3.9 所示。单向双车道, 桥梁总宽 9.0m, 其中行车道净宽度为 8.0m。上部结构采用预应力混凝土箱梁 (桥面连续), 桥墩由扩大基础上的钢筋混凝土圆柱墩身及带悬臂的盖梁组成。梁体混凝土线膨胀系数取 $\alpha = 0.00001$ 。设计荷载: 城-A 级。

该桥为四跨 ($4 \times 30\text{m}$) 预应力混凝土简支箱梁桥, 若三个中墩高度相同, 且每个墩顶盖梁处设置的普通板式橡胶支座尺寸均为 (长 $\times$ 宽 $\times$ 高) $600\text{mm} \times 500\text{mm} \times 90\text{mm}$ 。假定, 该桥四季温度均匀变化, 升温时为 $+25^\circ\text{C}$, 墩柱抗推刚度 $K_{\text{柱}} = 20000\text{kN/m}$, 一个支座抗推刚度 $K_{\text{支}} = 4500\text{kN/m}$ 。试问, 在升温状态下⑫中墩所承受的水平力标准值 (kN) 与下列何项数值最为接近?

- (A) 70 (B) 135 (C) 150 (D) 285

【答案】 (A)

(1) 由于各中墩截面及高度完全相同, 支座尺寸也完全相同, 本段桥纵桥向为对称结构, 故温度位移零点必在四跨总长的中心点处, 则⑫墩顶距温度位移零点距离 $L = 30\text{m}$

(2) 升温引起的⑫墩顶处水平位移 $\delta_1 = L\alpha\Delta t = 30 \times 10^{-5} \times 25 = 0.0075\text{m}$

(3) 墩柱的抗推集成刚度: $\frac{1}{K_{\text{墩}}} = \frac{1}{4 \times k_{\text{支}}} \times \frac{1}{k_{\text{柱}}}$

$$\text{则 } K_{\text{墩}} = \frac{4k_{\text{支}} \cdot k_{\text{柱}}}{4k_{\text{支}} + k_{\text{柱}}} = \frac{4 \times 4500 \times 20000}{4 \times 4500 + 20000} = 9474\text{kN/m}$$

(4) ⑫墩所承受的水平力: $P_1 = \delta_1 \times K_{\text{墩}} = 0.0075 \times 9474 = 71.05\text{kN} \approx 70\text{kN}$

所以正确答案为 (A)。

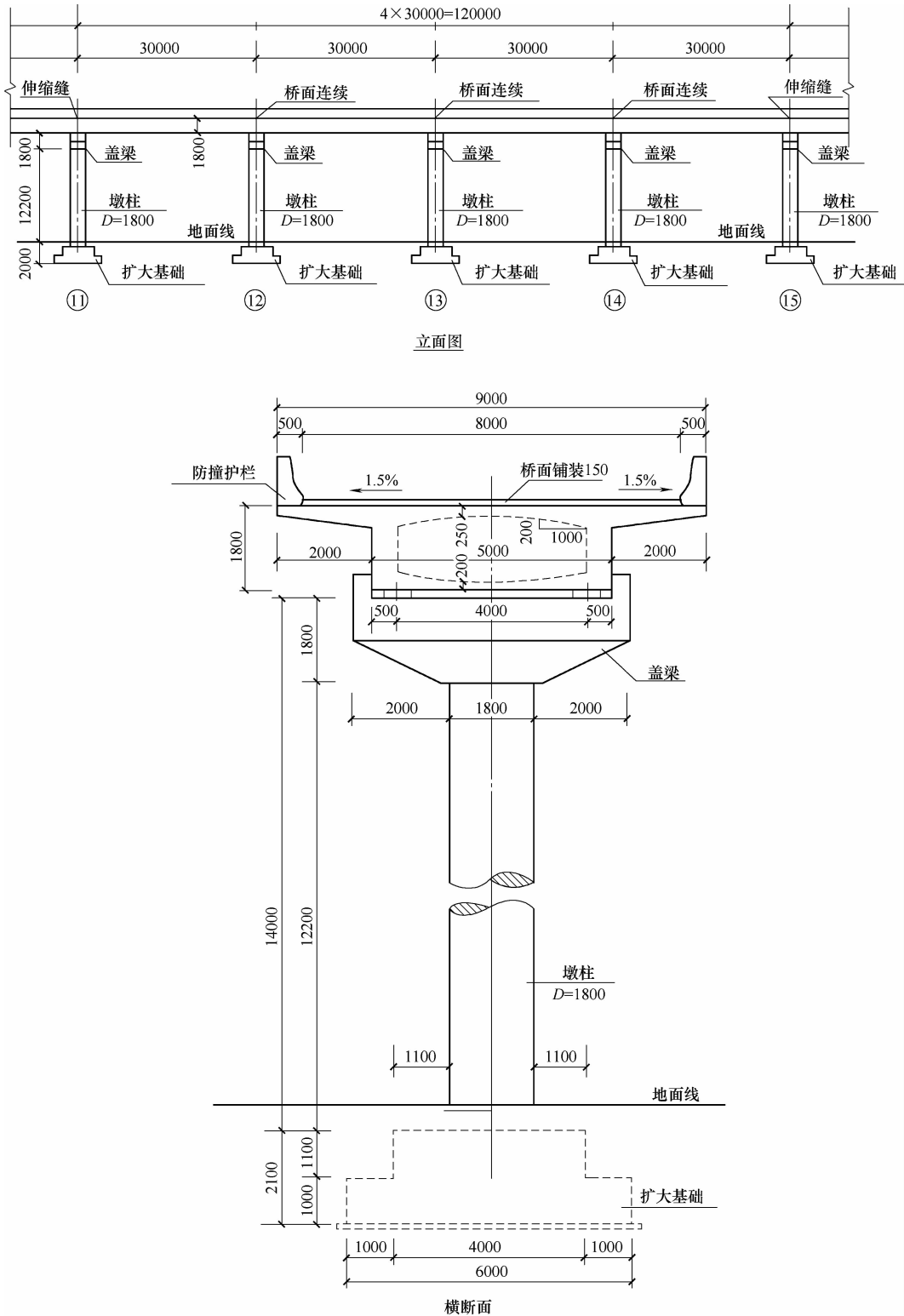


图 12.3.9

三、桥面伸缩装置

桥梁在气温变化时,桥面有膨胀或收缩的纵向变形,车辆荷载也将引起梁端的转动和纵向位移。为使车辆平稳通过桥面并满足桥面变形,需要在桥面伸缩缝处设置一定的伸缩装置。这种装置称为桥面伸缩缝装置。

《公路桥涵设计通用规范》对桥面伸缩装置作出了规定。

8.6.1 桥梁伸缩装置应符合下列要求:

1 伸缩装置的材料及其成品的技术要求应符合交通行业标准《公路桥梁橡胶伸缩装置》(JT/T 327)的有关规定。

2 采用定型生产的各类伸缩装置时,可根据桥梁所在地区的气温条件和施工季节,选择伸缩装置的安装温度,按本规范第 8.6.2 条规定计算桥梁接缝处梁体的伸长量和缩短量(接缝的闭口量和开口量),据此选用伸缩装置的类型和型号。

自行设计伸缩装置时,对于承受汽车荷载的钢构件,应考虑冲击作用及重复作用引起的疲劳影响。

3 根据伸缩装置的安装宽度,绘制桥梁接缝处的结构图,标明安装伸缩装置所必需的槽口尺寸(深度及上、下口宽度)、伸缩装置连接所需的预埋件及其位置。同时,图样上应标明下列内容:

- 1) 槽口内填筑的材料种类及其强度等级;
- 2) 安装伸缩装置的温度范围,在该范围内安装伸缩装置,可保证在安装后伸缩装置工作正常;
- 3) 伸缩装置的类型和型号,该装置的最大及最小工作宽度($B_{\max}$ 及 $B_{\min}$);
- 4) 伸缩装置的安装宽度或出厂宽度(板式伸缩装置为压缩后的宽度,可由工厂临时固定出厂);
- 5) 伸缩装置施工时应注意的事项。

伸缩装置安装以后的伸缩量,可考虑如下四项因素进行计算:

①温度变化;②混凝土收缩;③混凝土徐变;④制动力引起的板式橡胶支座剪切变形。

(1) 由温度变化引起的伸缩缝开口量 Δl_t^+ 或闭口量 Δl_t^-

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》规定:

8.6.2 伸缩装置安装以后的伸缩量,可考虑下列因素进行计算:

1 由温度变化引起的伸缩量、按下列公式计算:

温度上升引起的梁体伸长量 Δl_t^+

$$\Delta l_t^+ = \alpha_c l (T_{\max} - T_{\text{set},t}) \quad (8.6.2-1)$$

温度下降引起的梁体缩短量 Δl_t^-

$$\Delta l_t^- = \alpha_c l (T_{\text{set},u} - T_{\min}) \quad (8.6.2-2)$$

式中 $T_{\max}$ 、 $T_{\min}$ ——当地最高、最低有效气温值,按《公路桥涵设计通用规范》(JT-GD60—2004)取用;

$T_{\text{set},u}$ 、 $T_{\text{set},l}$ ——预设的安装温度范围的上限值和下限值；

l ——计算一个伸缩装置伸缩量所采用的梁体长度，视桥梁长度分段及支座布置情况而定；

α_c ——梁体混凝土材料线膨胀系数，采用 $\alpha_c = 0.00001$ 。

当地最高、最低有效气温值 T_{max} 、 T_{min} 见《公路桥涵设计通用规范》表 4.3.10-2。

表 4.3.10-2 公路桥梁结构的有效温度标准值 (°C)

气温分区	钢桥面板钢桥		混凝土桥面板钢桥		混凝土、石桥	
	最高	最低	最高	最低	最高	最低
严寒地区	46	-43	39	-32	34	-23
寒冷地区	46	-21	39	-15	34	-10
温热地区	46	-9(-3)	39	-6(-1)	34	-3(0)

注：1. 全国气温分区见附录 B。

2. 表中括弧内数值适用于昆明、南宁、广州、福州地区。

(2) 由混凝土收缩引起的梁体缩短量 Δl_s 。

混凝土在空气中结硬时，其体积会缩小，这种现象称为混凝土的收缩。混凝土产生的收缩主要是由水泥凝胶体在结硬过程中的凝缩和混凝土内自由水分蒸发的干缩双重因素造成的。影响混凝土收缩的主要因素有混凝土的组成和配合比，构件的养护条件，使用环境的温度与湿度，构件的体表比等因素。

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》规定：

8.6.2 伸缩装置安装以后的伸缩量，可考虑下列因素进行计算：

2 由混凝土收缩引起的梁体缩短量 Δl_s^- ，按下列公式计算：

$$\Delta l_s^- = \varepsilon_{cs}(t_u, t_0) l \quad (8.6.2-3)$$

式中 $\varepsilon_{cs}(t_u, t_0)$ ——伸缩装置安装完成时梁体混凝土龄期 t_0 至收缩终了时混凝土龄期 t_u 之间的混凝土收缩应变，可按本规范表 6.2.7 采用或按附录 F 计算。

伸缩装置安装完成时梁体混凝土龄期 t_0 至收缩终了时混凝土龄期 t_u 之间的混凝土收缩应变 $\varepsilon_{sc}(t_u, t_0)$ 亦称“混凝土收缩应变终极值”。根据以下三个参数：

- 1) 加载龄期。
- 2) 桥梁所处环境的年平均相对湿度 $RH(\%)$ 。
- 3) 理论厚度 $h = 2A/u$ (A 为构件截面面积， u 为构件与大气接触的周边长度)。

从《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》表 6.2.7 中查得“混凝土收缩应变终极值”的具体数值。

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》表 6.2.7：

表 6.2.7 混凝土收缩应变终极值

混凝土收缩应变终极值 $\varepsilon_{cs}(t_u, t_0) \times 10^3$								
传力锚固 龄期 /d	40% ≤ RH < 70%				70% ≤ RH < 99%			
	理论厚度 h/mm				理论厚度 h/mm			
	100	200	300	≥600	100	200	300	≥600
3 ~ 7	0.50	0.45	0.38	0.25	0.30	0.26	0.23	0.15
14	0.43	0.41	0.36	0.24	0.25	0.24	0.21	0.14
28	0.38	0.38	0.34	0.23	0.22	0.22	0.20	0.13
60	0.31	0.34	0.32	0.22	0.18	0.20	0.19	0.12
90	0.27	0.32	0.30	0.21	0.16	0.19	0.18	0.12

(3) 由混凝土徐变引起的梁体缩短量 Δl_c^-

混凝土在长期外力作用下产生的随时间而增长的变形称为徐变。通常认为产生徐变的原因，在加载应力不大时，主要由混凝土内未结晶的水泥凝胶体应力重分布造成；在加载应力较大时，主要是混凝土内部微裂缝发展所致。

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》规定：

8.6.2 伸缩装置安装以后的伸缩量，可考虑下列因素进行计算：

3 由混凝土徐变引起的梁体缩短量 Δl_c^- 按下列公式计算：

$$\Delta l_c^- = \frac{\sigma_{pc}}{E_c} \phi(t_u, t_0) l \tag{8.6.2-4}$$

式中 σ_{pc} ——由预应力（扣除相应阶段预应力损失）引起的截面重心处的法向压应力，当计算的梁为简支梁时，可取跨中截面与 1/4 跨径截面的平均值；当梁体为连续梁或连续刚构时，可取若干有代表性截面的平均值；

E_c ——梁体混凝土弹性模量，按本规范表 3.1.5 采用；

$\phi(t_u, t_0)$ ——伸缩装置安装完成时梁体混凝土龄期 t_0 至徐变终了时混凝土龄期 t_u 之间的混凝土徐变系数，可按本规范表 6.2.7 采用或按附录 F 计算。

(4) 由制动力引起的板式橡胶支座剪切变形而导致的伸缩缝开口量 Δl_b^- 或闭口量 Δl_b^+

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》规定：

8.6.2 伸缩装置安装以后的伸缩量，可考虑下列因素进行计算：

4 由制动力引起的板式橡胶支座剪切变形而导致的伸缩缝开口量 Δl_b^- 或闭口量 Δl_b^+ ，其值可按 $\Delta l_b^\pm = F_k l_e / G_e A_g$ 计算，其中 F_k 为分配给支座的汽车制动力标准值， t_e 为支座橡胶层总厚度， G_e 为支座橡胶剪变模量（按本规范第 8.4.1 条采用）， A_g 为支座平面毛面积。

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》规定：

8.4.1 板式橡胶支座的基本设计数据应按下列规定采用,其产品分类、技术要求、试验方法、检验规则等应符合《公路桥梁板式橡胶支座》(JT/T4)的规定。

2 常温下橡胶支座剪变模量 $G_e = 1.0 \text{ MPa}$

橡胶支座剪变模量随橡胶变冷而递增,当累年最冷月平均温度的平均值为 $0 \sim -10^\circ\text{C}$ 时, G_e 值应增大 20%; 当低于 -10°C 时, G_e 值应增大 50%; 当低于 -25°C 时, G_e 为 2 MPa 。

(5) 应设置的伸缩量之和

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》规定:

8.6.2 伸缩装置安装以后的伸缩量,可考虑下列因素进行计算:

5 按照梁体的伸缩量选用伸缩装置的型号

1) 伸缩装置在安装后的闭口量 C^+

$$C^+ = \beta(\Delta l_t^+ + \Delta l_b^+) \quad (8.6.2-5)$$

2) 伸缩装置在安装后的开口量 C^-

$$C^- = \beta(\Delta l_t^- + \Delta l_s^- + \Delta l_c^- + \Delta l_b^-) \quad (8.6.2-6)$$

3) 伸缩装置的伸缩量 C 应满足:

$$C \geq C^+ + C^- \quad (8.6.2-7)$$

式中 β ——伸缩装置伸缩量增大系数,可取 $\beta = 1.2 \sim 1.4$ 。

注: 1. 对于影响伸缩装置伸缩量的其他因素,应视具体情况予以考虑。

2. 当施工安装温度在设计规定的安装温度范围以外时,伸缩装置应另行计算。

8.6.3 伸缩装置的安装宽度(或出厂宽度),可按本规范第 8.6.2 条计算得到的开口量 C^- 和闭口量 C^+ 进行计算,其值可在 $[B_{\min} + (C - C^-)]$ 与 $(B_{\min} + C^+)$ 两者中或两者之间取用,其中 C 为选用的伸缩装置的伸缩量, $B_{\min}$ 为选用的伸缩装置的最小工作宽度。

真题

【12.3.9】(2000 年考题)

一座钢筋混凝土连续梁桥,每条伸缩缝伸缩量对徐变、收缩变形的影响,应按以下何项所述考虑?

(A) 不必考虑

(B) 只考虑徐变影响

(C) 只考虑收缩影响

(D) 考虑徐变与收缩影响

【答案】(D)

【解答】根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》8.6.2 条,(D) 正确。

真题

【12.3.10】(2008 年考题)

有一座在满堂支架上浇筑的预应力混凝土连续箱形截面梁桥。跨径布置为 $60\text{m} + 80\text{m} + 50\text{m}$, 在两端各设置伸缩缝 A 和 B。采用 C40 硅酸盐水泥混凝土。总体布置如图 12.3.10 所示。假定伸缩缝 A 安装时的温度 t_0 为 20°C , 桥梁所在地区的最高有效温度值为 34°C , 最低有效温度值为 -10°C , 大气湿度 R_H 为 55%, 结构理论厚度 $h \geq 600\text{mm}$, 混凝土弹性模量 $E_c = 3.25 \times 10^4 \text{ MPa}$, 混凝土线膨胀系数为 1.0×10^{-5} , 预应力引起的箱形截面梁截面上的法向平均

压应力 $\sigma_{pc} = 8\text{MPa}$ 。箱形截面梁混凝土的平均加载龄期为 60d。试问, 由混凝土徐变引起伸缩缝 A 处的伸缩量值 (mm), 与下列何项数值最为接近?

- (A) -55 (B) -31 (C) -39 (D) +24

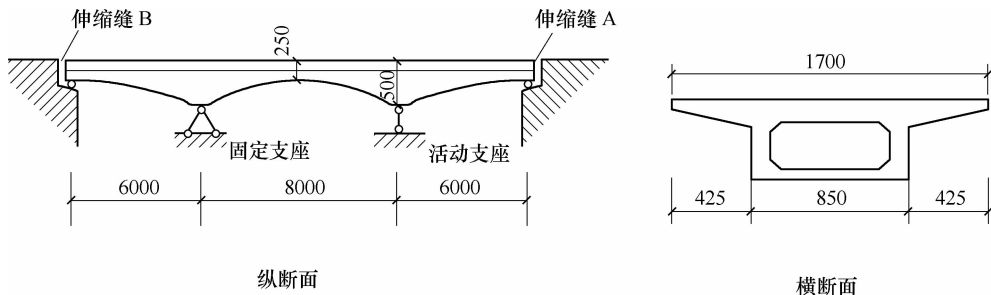


图 12.3.10 桥梁布置图 (单位: cm)

【答案】 (A)

【详解】

(1) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》6.2.7 条表 6.2.7, 当相对湿度 $RH = 55\%$, 加载龄期 60d, 结构理论厚度 $h \geq 600\text{mm}$ 时, 徐变系数 $\phi(t_u, t_0) = 1.58$ 。

(2) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》8.6.2 条, 3 款, 式 (8.6.24), 由混凝土徐变引起的梁体伸缩量为

$$\Delta l_c = -\frac{\sigma_{pc}}{E_c} \phi(t_u, t_0) l$$

(3) 已知: $\sigma_{pc} = 8\text{MPa}$, $E_0 = 3.25 \times 10^4 \text{MPa}$, $l = 80\text{m} + 60\text{m} = 140\text{m}$, 代入上式, 得

$$\begin{aligned} \Delta l_c &= \frac{-\sigma_{pc}}{E_c} \phi(t_u, t_0) l = \frac{-8}{3.25 \times 10^4} \times 1.58 \times 140 \times 10^3 \\ &= -0.2462 \times 10^{-3} \times 1.58 \times 140 \times 10^3 \text{mm} = -54.46\text{mm} \approx -55\text{mm} \end{aligned}$$

(A) 正确。

【简解】

(1) 查《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》表 6.2.7, 徐变系数 $\phi(t_u, t_0) = 1.58$ 。

(2) $\Delta l_c = -\frac{\sigma_{pc}}{E_c} \phi(t_u, t_0) l = -54.46\text{mm} \approx -55\text{mm}$, (A) 正确。

真题

【12.3.11】 (2008 年考题)

上题中, 当不计活荷载、活荷载离心力、制动力、温度梯度、梁体转角、风荷载及墩台不均匀沉降等因素时, 并假定由均匀温度变化、混凝土收缩、混凝土徐变引起的梁体在伸缩缝 A 处的伸缩量分别为 +50mm 与 -130mm。综合考虑各种因素其伸缩量的增大系数 β 取 1.3。试问, 该伸缩缝 A 应设置的伸缩量之和 (mm), 应为下列何项数值?

- (A) 240 (B) 120 (C) 80 (D) 160

【答案】 (A)

【详解】

(1) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》8.6.2 条式 (8.6.2-5) 伸缩装置在安装后的闭口量 C^+

$$C^+ = \beta(\Delta l_t^+ + \Delta l_b^+) = 1.3 \times 50 = 65\text{mm}$$

(2) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》8.6.2 条式 (8.6.2-6) 伸缩装置在安装后的开口量 C^-

$$C^- = \beta(\Delta l_t^- + \Delta l_s^- + \Delta l_c^- + \Delta l_b^-) = 1.3 \times 130 = 169\text{mm}$$

(3) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》8.6.2 条式 (8.6.2-7) 应设置的伸缩量之和为 $C = C^+ + C^- = 65 + 169 = 234\text{mm}$, (A) 正确。

【简解】 $C = \beta(\Delta l^+ + \Delta l^-) = 1.3 \times (50 + 130) = 234\text{mm}$, 应取 240mm, (A) 正确。

第十三章 桥梁混凝土结构

第一节 桥梁钢筋混凝土结构

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》规定：

1.0.4 本规范采用以概率理论为基础的极限状态设计方法，按分项系数的设计表达式进行设计。

本规范采用的设计基准期为 100 年。

1.0.5 公路桥涵应进行以下两类极限状态设计：

1 承载能力极限状态：对应于桥涵及其构件达到最大承载能力或出现不适于继续承载的变形或变位的状态。

2 正常使用极限状态：对应于桥涵及其构件达到正常使用或耐久性的某项限值的状态。

(1) 持久状况：桥涵建成后承受自重、车辆荷载等持续时间很长的状况。该状况桥涵应作承载能力极限状态和正常使用极限状态设计。

(2) 短暂状况：桥涵施工过程中承受临时性作用（或荷载）的状况。该状况桥涵应作承载能力极限状态设计，必要时才作正常使用极限状态设计。

(3) 偶然状况：在桥涵使用过程中偶然出现的如罕遇地震的状况。该状况桥涵仅作承载能力极限状态设计。

一、基本参数

（一）桥梁结构的重要性系数

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》规定：

5.1.2 持久状况承载能力极限状态，应根据桥涵破坏可能产生的后果的严重程度，按表 5.1.2 划分的三个安全等级进行设计。

对有特殊要求的公路桥梁，其安全等级可根据具体情况另行商定。

表 5.1.2 公路桥涵安全等级

安 全 等 级	桥 涵 类 型
一级	特大桥、重要大桥
二级	大桥、中桥、重要小桥
三级	小桥、涵洞

注：本表所列特大、大、中桥等系按《公路桥涵设计通用规范》（JTG D60—2004）表 1.0.11 中的单孔跨径确定，对多跨不等跨桥梁，以其中最大跨径为准；本表冠以“重要”的大桥和小桥，系指高速公路和一级公路上、国防公路上及城市附近交通繁忙公路上的桥梁。

5.1.5 桥梁构件的承载能力极限状态计算,应采用下列表达式:

$$\gamma_0 S \leq R \quad (5.1.5-1)$$

$$R = R(f_d, a_d) \quad (5.1.5-2)$$

式中 γ_0 ——桥梁结构的重要性系数,按公路桥涵的设计安全等级,一级、二级、三级分别取用 1.1、1.0、0.9;桥梁的抗震设计不考虑结构的重要性系数。

(二) 混凝土的强度指标

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》规定:

3.1.3 混凝土轴心抗压强度标准值 f_{ck} 和轴心抗拉强度标准值 f_{tk} 应按表 3.1.3 采用。

表 3.1.3 混凝土强度标准值 (MPa)

强度等级 强度种类	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
f_{ck}	10.0	13.4	16.7	20.1	23.4	26.8	29.6	32.4	35.5	38.5	41.5	44.5	47.4	50.2
f_{tk}	1.27	1.54	1.78	2.01	2.20	2.40	2.51	2.65	2.74	2.85	2.93	3.00	3.05	3.10

3.1.4 混凝土轴心抗压强度设计值 f_{cd} 和轴心抗拉强度设计值 f_{td} 应按表 3.1.4 采用。

表 3.1.4 混凝土强度设计值 (MPa)

强度等级 强度种类	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
f_{cd}	6.9	9.2	11.5	13.8	16.1	18.4	20.5	22.4	24.4	26.5	28.5	30.5	32.4	34.6
f_{td}	0.88	1.06	1.23	1.39	1.52	1.65	1.74	1.83	1.89	1.96	2.02	2.07	2.10	2.14

注:计算现浇钢筋混凝土轴心受压和偏心受压构件时,如截面的长边或直径小于 300mm,表中数值应乘以系数 0.8;当构件质量(混凝土成型、截面和轴线尺寸等)确有保证时,可不受此限制。

3.1.5 混凝土受压或受拉时的弹性模量 E_c 应按表 3.1.5 采用。

表 3.1.5 混凝土的弹性模量 (MPa)

混凝土强度等级	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
E_c	2.20×10^4	2.55×10^4	2.80×10^4	3.00×10^4	3.15×10^4	3.25×10^4	3.35×10^4	3.45×10^4	3.55×10^4	3.60×10^4	3.65×10^4	3.70×10^4	3.75×10^4	3.80×10^4

注:当采用引气剂及较高砂率的泵送混凝土且无实测数据时,表中 C50~C80 的 E_c 值应乘以折减系数 0.95。

(三) 钢筋的强度指标

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》规定:

3.2.2 钢筋的抗拉强度标准值应具有不小于 95% 的保证率。

普通钢筋的抗拉强度标准值 f_{sk} 和预应力钢筋的抗拉强度标准值 f_{pk} , 应分别按表 3.2.2-1 和表 3.2.2-2 采用。

表 3.2.2-1 普通钢筋抗拉强度标准值 (MPa)

钢筋种类	符号	f_{sk}	钢筋种类	符号	f_{sk}
R235 $d=8 \sim 20$	Φ	235	HRB400 $d=6 \sim 50$	Φ	400
HRB335 $d=6 \sim 50$	Φ	335	KL400 $d=8 \sim 40$	Φ^R	400

注：表中 d 系指国家标准中的钢筋公称直径，单位 mm。

3.2.3 普通钢筋的抗拉强度设计值 f_{sd} 和抗压强度设计值 f'_{sd} 应按表 3.2.3-1 采用；预应力钢筋的抗拉强度设计值 f_{pd} 和抗压强度设计值 f'_{pd} 应按表 3.2.3-2 采用。

表 3.2.3-1 普通钢筋抗拉、抗压强度设计值 (MPa)

钢筋种类	f_{sd}	f'_{sd}	钢筋种类	f_{sd}	f'_{sd}
R235 $d=8 \sim 20$	195	195	HRB400 $d=6 \sim 50$	330	330
HRB335 $d=6 \sim 50$	280	280	KL400 $d=8 \sim 40$	330	330

注：1. 钢筋混凝土轴心受拉和小偏心受拉构件的钢筋抗拉强度设计值大于 330MPa 时，仍应按 330MPa 取用；

2. 构件中配有不同种类的钢筋时，每种钢筋应采用各自的强度设计值。

表 3.2.3-2 预应力钢筋抗拉、抗压强度设计值 (MPa)

钢筋种类		f_{pd}	f'_{pd}
钢绞线 1×2(二股) 1×3(三股) 1×7(七股)	$f_{pk} = 1470$	1000	390
	$f_{pk} = 1570$	1070	
	$f_{pk} = 1720$	1170	
	$f_{pk} = 1860$	1260	
消除应力光面钢丝 和螺旋肋钢丝	$f_{pk} = 1470$	1000	410
	$f_{pk} = 1570$	1070	
	$f_{pk} = 1670$	1140	
	$f_{pk} = 1770$	1200	
消除应力刻痕钢丝	$f_{pk} = 1470$	1000	410
	$f_{pk} = 1570$	1070	
精轧螺纹钢	$f_{pk} = 540$	450	400
	$f_{pk} = 785$	650	
	$f_{pk} = 930$	770	

二、梁的正截面承载力计算

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》规定：

5.2.2 矩形截面或翼缘位于受拉边的 T 形截面受弯构件，其正截面抗弯承载力计算应符合下列规定（图 5.2.2）：

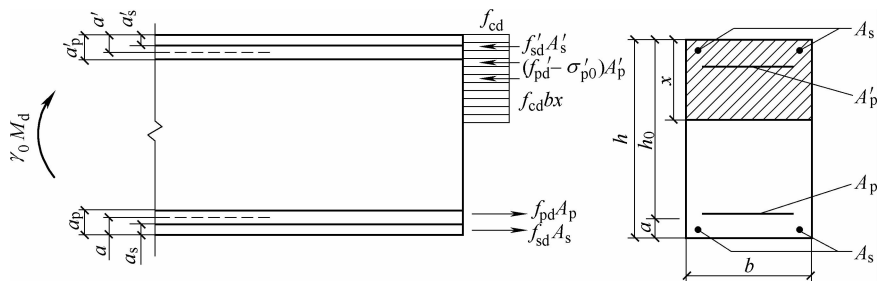


图 5.2.2 矩形截面受弯构件正截面承载力计算

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{sd} A'_s (h_0 - a'_s) + (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (5.2.2-1)$$

混凝土受压区高度 x 应按下式计算:

$$f_{sd} A_s + f_{pd} A_p = f_{cd} b x + f'_{sd} A'_s + (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A'_p \quad (5.2.2-2)$$

截面受压区高度应符合下列要求:

$$x \leq \xi_b h_0 \quad (5.2.2-3)$$

当受压区配有纵向普通钢筋和预应力钢筋, 且预应力钢筋受压即 $(f'_{pd} - \sigma'_{p0})$ 为正时

$$x \geq 2a' \quad (5.2.2-4)$$

当受压区仅配纵向普通钢筋或配普通钢筋和预应力钢筋, 且预应力钢筋受拉即 $(f'_{pd} - \sigma'_{p0})$ 为负时

$$x \geq 2a'_s \quad (5.2.2-5)$$

式中 γ_0 ——桥梁结构的重要性系数, 按本规范第 5.1.5 条的规定采用;

M_d ——弯矩组合设计值;

f_{cd} ——混凝土轴心抗压强度设计值, 按本规范表 3.1.4 采用;

f_{sd} 、 f'_{sd} ——纵向普通钢筋的抗拉强度设计值和抗压强度设计值, 按本规范表 3.2.3-1 采用;

f_{pd} 、 f'_{pd} ——纵向预应力钢筋的抗拉强度设计值和抗压强度设计值, 按本规范表 3.2.3-2 采用;

A_s 、 A'_s ——受拉区、受压区纵向普通钢筋的截面面积;

A_p 、 A'_p ——受拉区、受压区纵向预应力钢筋的截面面积;

b ——矩形截面宽度或 T 形截面腹板宽度;

h_0 ——截面有效高度, $h_0 = h - a$, 此处 h 为截面全高;

a 、 a' ——受拉区、受压区普通钢筋和预应力钢筋的合力点至受拉区边缘、受压区边缘的距离;

a'_s 、 a'_p ——受压区普通钢筋合力点、预应力钢筋合力点至受压区边缘的距离;

σ'_{p0} ——受压区预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时预应力钢筋的应力, 先张法构件按本规范公式 (6.1.5-2) 计算; 后张法构件按本规范公式 (6.1.5-5) 及第 6.1.5 条注 2 规定计算。

注：当桥梁为预应力混凝土连续梁等超静定结构时，公式（5.2.2-1）中的 M_d ，应改用按本规范第 5.1.5 条的规定进行作用（或荷载）效应组合。

5.2.1 受弯构件的纵向受拉钢筋和截面受压区混凝土同时达到其强度设计值时，构件的正截面相对界限受压区高度 ξ_b 应按表 5.2.1 采用。

表 5.2.1 相对界限受压区高度 ξ_b

混凝土强度等级 钢筋种类	C50 及以下	C55、C60	C65、C70	C75、C80
R235	0.62	0.60	0.58	—
HRB335	0.56	0.54	0.52	—
HRB400、KL400	0.53	0.51	0.49	—
钢绞线、钢丝	0.40	0.38	0.36	0.35
精轧螺纹钢	0.40	0.38	0.36	—

注：1. 截面受拉区内配置不同种类钢筋的受弯构件，其 ξ_b 值应选用相应于各种钢筋的较小者；

2. $\xi_b = x_b/h_0$ ， x_b 为纵向受拉钢筋和受压区混凝土同时达到其强度设计值时的受压区高度。

9.1.12 钢筋混凝土构件中纵向受力钢筋的最小配筋百分率应符合下列要求：

2 受弯构件、偏心受拉构件及轴心受拉构件的一侧受拉钢筋的配筋百分率不应小于 $0.45f_{td}/f_{sd}$ ，同时不应小于 0.002。

轴心受压构件、偏心受压构件全部纵向钢筋的配筋百分率和一侧纵向钢筋（包括大偏心受拉构件受压钢筋）的配筋百分率应按构件的毛截面面积计算。轴心受拉构件及小偏心受拉构件一侧受拉钢筋的配筋百分率应按构件毛截面面积计算。受弯构件、大偏心受拉构件的一侧受拉钢筋的配筋百分率为 $100A_s/bh_0$ ，其中 A_s 为受拉钢筋截面面积， b 为腹板宽度（箱形截面梁为各腹板宽度之和）， h_0 为有效高度。当钢筋沿构件截面周边布置时，“一侧的受压钢筋”或“一侧的受拉钢筋”系指受力方向两个对边中的一边布置的纵向钢筋。

（一）单筋矩形截面

【13.1.1】单筋梁求 A_s 。

条件：矩形截面尺寸 $b \times h$ 为 $250\text{mm} \times 500\text{mm}$ ，承受的弯矩组合设计值 $M_d = 136\text{kN} \cdot \text{m}$ ，结构重要性系数 $\gamma_0 = 1$ ；采用 C25 混凝土，HRB335 钢筋。

要求：求所需钢筋截面面积 A_s 。

【解答】根据采用的材料查得： $f_{cd} = 11.5\text{MPa}$ ， $f_{td} = 1.23\text{MPa}$ ， $f_{sd} = 280\text{MPa}$ ， $\xi_b = 0.56$ 。梁的有效高度 $h_0 = 500 - 40 = 460\text{mm}$ （按布置一排钢筋估算）。

首先求解受压区高度 x ，即得

$$\gamma_0 M_d = f_{cd} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$$

$$1 \times 136 \times 10^6 = 11.5 \times 250 x \left(460 - \frac{x}{2} \right)$$

展开为 $x^2 - 920x + 94608.7 = 0$

解得 $x = 117.96\text{mm} < \xi_b h_0 = 0.56 \times 460 = 257.6\text{mm}$ 。用所得的 x 值，即可求得所需钢筋截面面积为

$$A_s = \frac{f_{cd}bx}{f_{sd}} = 11.5 \times 250 \times \frac{117.96}{280} = 1211.2 \text{ mm}^2$$

选取 4 Φ 20 (外径 22.7mm) 提供的钢筋截面面积 $A_s = 1256 \text{ mm}^2$, 钢筋按一排布置, 所需截面最小宽度 $b_{\min} = 2 \times 30 + 4 \times 22.7 + 3 \times 30 = 240.8 \text{ mm} < b = 250 \text{ mm}$, 梁的实际有效高度 $h_0 = 500 - (30 + 22.7/2) = 458.7 \text{ mm}$, 实际配筋率 $\rho = A_s/bh_0 = 1256/250 \times 458.7 = 0.01095 > \rho_{\min} = 0.45f_{td}/f_{sd} = 0.45 \times 1.23/280 = 0.00197 \approx 0.002$ 。

【13.1.2】单筋梁的承载力复核

条件: 已知一矩形截面梁, 截面尺寸 $b = 400 \text{ mm}$, $h = 900 \text{ mm}$, 弯矩组合设计值 $M_d = 800 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 混凝土强度等级 C30, 钢筋等级为 HRB335, $A_s = 4926 \text{ mm}^2$, $a_s = 60 \text{ mm}$ 。

要求: 复核正截面受弯承载力。

【解答】查表得 $f_{cd} = 13.8 \text{ MPa}$, $f_{sd} = 280 \text{ MPa}$, $\xi_b = 0.56$ 。

(1) 计算混凝土受压区高度

$$x = \frac{f_{sd}A_s}{f_{cd}b} = \frac{280 \times 4926}{13.8 \times 400} = 250 \text{ mm}$$

$$h_0 = h - a_s = 900 - 60 = 840 \text{ mm}$$

$$x = 250 \text{ mm} < \xi_b h_0 = 0.56 \times 840 = 470.4 \text{ mm}, \text{ 满足要求。}$$

(2) 计算截面所能承受的最大弯矩值, 并做比较

$$\begin{aligned} M'_d &= f_{cd}bx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \\ &= 13.8 \times 400 \times 250 \times (840 - 250/2) \\ &= 986.7 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 986.7 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$M'_d > M_d = 800 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 结构安全。

(二) 双筋矩形截面

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》规定:

5.2.5 当计算中考虑受压区纵向钢筋但不符合本规范公式 (5.2.2-4)、式 (5.2.2-5) 的条件时, 受弯构件正截面抗弯承载力的计算应符合下列规定 (图 5.2.2):

1 当受压区配有纵向普通钢筋和预应力钢筋, 且预应力钢筋受压时

$$\gamma_0 M_d \leq f_{pd}A_p(h - a_p - a') + f_{sd}A_s(h - a_s - a') \quad (5.2.5-1)$$

2 当受压区仅配纵向普通钢筋或配普通钢筋和预应力钢筋, 且预应力钢筋受拉时

$$\gamma_0 M_d \leq f_{pd}A_p(h - a_p - a'_s) + f_{sd}A_s(h - a_s - a'_s) - (f'_{pd} - \sigma'_{p0})A'_p(a'_p - a'_s) \quad (5.2.5-2)$$

式中 a_s 、 a_p ——受拉区普通钢筋合力点、预应力钢筋合力点至受拉区边缘的距离。

【13.1.3】双筋梁的截面设计

条件: 有一截面尺寸为 $250 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$ 的矩形截面梁, 所承受的最大弯矩组合设计值 $M_d = 400 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 结构重要性系数 $\gamma_0 = 1$ 。拟采用 C30 混凝土、HRB400 钢筋, $f_{cd} = 13.8 \text{ MPa}$, $f_{sd} = 330 \text{ MPa}$, $f'_{sd} = 330 \text{ MPa}$, $\xi_b = 0.53$ 。

要求: 试选择截面配筋, 并复核正截面承载能力。

【解答】假设 $a_s = 70 \text{ mm}$, $a'_s = 40 \text{ mm}$, 则 $h_0 = 600 - 70 = 530 \text{ mm}$ 。

首先, 求 $x_b = \xi_b h_0 = 0.53 \times 530 = 280.9 \text{ mm}$ 的截面所能承受的最大弯矩组合设计值 M_{db} ,

判断截面配筋类型

$$\begin{aligned}
 M_{db} &= f_{cd} b x_b \left(h_0 - \frac{x_b}{2} \right) \\
 &= 13.8 \times 250 \times 280.9 \times \left(530 - \frac{280.9}{2} \right) = 377.51 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} \\
 &= 377.51 \text{ kN} \cdot \text{m} < \gamma_0 M_d = 400 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

故应按双筋截面设计。

从充分利用混凝土抗压强度出发, 取 $x = \xi_b h_0 = 0.53 \times 530 = 280.9 \text{ mm}$, 求得

$$\begin{aligned}
 A'_s &= \frac{\gamma_0 M_d - f_{cd} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)}{f_{sd} (h_0 - a'_s)} \\
 &= \frac{400 \times 10^6 - 13.8 \times 250 \times 280.9 \times \left(530 - \frac{280.9}{2} \right)}{330 \times (530 - 40)} = 139.08 \text{ mm}^2 \\
 A_s &= \frac{\gamma_0 M_d + f_{cd} b x \left(\frac{x}{2} - a'_s \right)}{f_{sd} (h_0 - a'_s)} \\
 &= \frac{400 \times 10^6 + 13.8 \times 250 \times 280.9 \times \left(\frac{280.9}{2} - 40 \right)}{330 \times (530 - 40)} = 3075.57 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

受压钢筋选 $2 \oplus 12$ (外径 13.9mm), 面积 $A'_s = 226 \text{ mm}^2$, $\alpha'_s = 30 + 13.9/2 = 37 \text{ mm}$ 。

受拉钢筋选 $8 \oplus 22$ (外径 25.1mm), 面积 $A_s = 3041 \text{ mm}^2$, 布置成两排, 所需截面最小宽度 $b_{\min} = 2 \times 30 + 4 \times 25.1 + 3 \times 30 = 250 \text{ mm} = b = 250 \text{ mm}$, $a_s = 30 + 25.1 + 30/2 = 70.1 \text{ mm}$, $h_0 = 600 - 70.1 = 529.9 \text{ mm}$ 。

按实际配筋情况复核截面承载能力。

此时, 计算所得混凝土受压区高度为

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{f_{sd} A_s - f'_{sd} A'_s}{f_{cd} b} \\
 &= \frac{330 \times 3041 - 330 \times 226}{13.8 \times 250} = 269.26 \text{ mm} < \xi_b h_0 = 0.53 \times 529.9 = 280.85 \text{ mm} \\
 &> 2\alpha'_s = 2 \times 37 = 74 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

该截面所能承受的弯矩设计值为

$$\begin{aligned}
 M_{du} &= f_{cd} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{sd} A'_s (h_0 - a'_s) \\
 &= 13.8 \times 250 \times 269.26 \left(529.9 - \frac{269.26}{2} \right) + 330 \times 226 (529.9 - 37) \\
 &= 403.95 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 403.95 \text{ kN} \cdot \text{m} > \gamma_0 M_d = 400 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

计算结果表明, 截面承载力是够的。

(三) T 形截面

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》规定:

5.2.3 翼缘位于受压区的 T 形截面或 I 形截面受弯构件，其正截面抗弯承载力应按下列规定进行计算：

1 当符合下列条件时

$$f_{sd}A_s + f_{pd}A_p \leq f_{cd}b'_f h'_f + f'_{sd}A'_s + (f'_{pd} - \sigma'_{p0})A'_p \quad (5.2.3-1)$$

应以宽度为 b'_f 的矩形截面（图 5.2.3a），按本规范第 5.2.2 条公式计算正截面抗弯承载力。

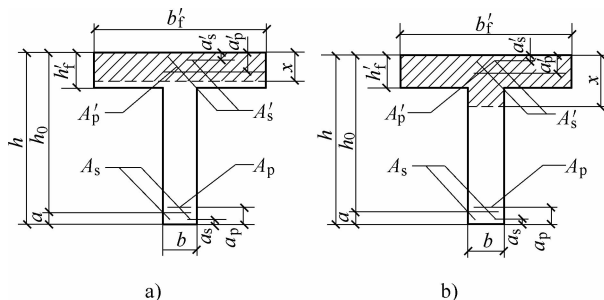


图 5.2.3 T 形截面受弯构件正截面承载力计算

a) $x \leq h'_f$ 按矩形截面计算 b) $x > h'_f$ 按 T 形截面计算

2 当不符合公式 (5.2.3-1) 的条件时，计算中应考虑截面腹板受压的作用，其正截面抗弯承载力应按下列规定计算（图 5.2.3b）：

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd} \left[bx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \right] + f'_{sd} A'_s (h_0 - a'_s) + (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (5.2.3-2)$$

此时，受压区高度 x 应按下列公式计算，并应符合本规范公式 (5.2.2-3)、式 (5.2.2-4)、式 (5.2.2-5) 的要求。

$$f_{sd}A_s + f_{pd}A_p = f_{cd} [bx + (b'_f - b)h'_f] + f'_{sd}A'_s + (f'_{pd} - \sigma'_{p0})A'_p \quad (5.2.3-3)$$

式中 h'_f ——T 形或 I 形截面受压翼缘厚度；

b'_f ——T 形或 I 形截面受压翼缘的有效宽度，按本规范第 4.2.2 条的规定采用。

箱形截面受弯构件的正截面抗弯承载力可参照本条计算。

注：图 5.2.3 截面内力作用方向与本规范图 5.2.2 相同。

4.2.2 T 形截面梁的翼缘有效宽度 b'_f ，应按下列规定采用：

1 内梁的翼缘有效宽度取下列三者中的最小值：

1) 对于简支梁，取计算跨径的 1/3。对于连续梁，各中间跨正弯矩区段，取该计算跨径的 0.2 倍；边跨正弯矩区段，取该跨计算跨径的 0.27 倍；各中间支点负弯矩区段，取该支点相邻两计算跨径之和的 0.07 倍。

2) 相邻两梁的平均间距。

3) $(b + 2b_h + 12h'_f)$ ，此处， b 为梁腹板宽度， b_h 为承托长度， h'_f 为受压区翼缘悬出板的厚度。当 $h_h/b_h < 1/3$ 时，上式 b_h 应以 $3h_b$ 代替，此处 h_h 为承托根部厚度。

2 外梁翼缘的有效宽度取相邻内梁翼缘有效宽度的一半，加上腹板宽度的 1/2，再加上外侧悬臂板平均厚度的 6 倍或外侧悬臂板实际宽度两者中的较小者。

预应力混凝土梁在计算预加力引起的混凝土应力时,预加力作为轴向力产生的应力可按实际翼缘全宽计算;由预加力偏心引起的弯矩产生的应力可按翼缘有效宽度计算。

对超静定结构进行作用(或荷载)效应分析时,T形截面梁的翼缘宽度可取实际全宽。

【13.1.4】 T形截面梁的截面设计 ($x < h'_f$)

条件: 已知简支梁的计算跨径 $L = 12.6\text{m}$, 两主梁中心距为 2.1m , 其截面尺寸如图 13.1.1 所示。混凝土为 C30, HRB400 级钢筋, 桥梁结构的重要性系数 $\gamma_0 = 1.0$, 所承受的弯矩组合设计值 $M_d = 2800\text{kN} \cdot \text{m}$ 。

要求: 试设计该梁的配筋。

【解答】

(1) 确定翼缘板计算宽度 b'_f 。

1) 简支梁计算跨径的 $1/3$ 为: $12600/3 = 4200\text{mm}$ 。

2) 主梁中心距为 2100mm 。

3) $b + 12h'_f = 400 + 12 \times 130 = 1960\text{mm}$ 。

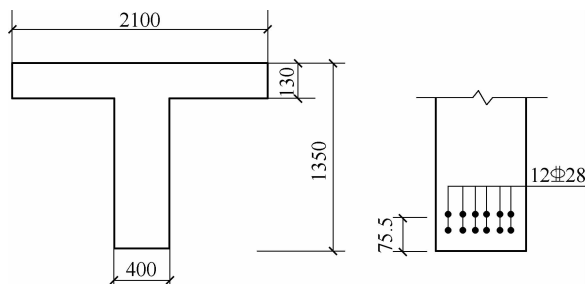


图 13.1.1 截面尺寸图 (尺寸单位: mm)

所以, 取翼缘板的计算宽度 $b'_f = 1960\text{mm}$ 。

(2) 判断 T 形截面类型。查表得 $f_{cd} = 13.8\text{MPa}$, $f_{sd} = 330\text{MPa}$, $f_{td} = 1.39\text{MPa}$, $\xi_b = 0.53$, 假定受拉钢筋布置成两排, 取 $a_s = 70\text{mm}$, $h_0 = h - a_s = 1350 - 70 = 1280\text{mm}$, 先判断截面类型, 当 $x = h'_f$ 时, 截面所能承受的弯矩设计值为

$$\begin{aligned} \frac{1}{\gamma_0} f_{cd} b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) &= 13.8 \times 1960 \times 130 \times (1280 - 130/2) / 1.0 \\ &= 4272.23 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm} \\ &= 4272.23 \text{kN} \cdot \text{m} > M_d = 2800 \text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

因中性轴在翼缘内, 属于第 I 类 T 形截面梁, 应按 $b'_f h = 1960\text{mm} \times 1350\text{mm}$ 的矩形截面进行计算。

(3) 计算混凝土受压区高度 x

$$\begin{aligned} x &= h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2\gamma_0 M_d}{f_{cd} b}} = 1280 - \sqrt{1280^2 - \frac{2 \times 1.0 \times 2800 \times 10^6}{13.8 \times 1960}} \\ &= 83.61 \text{mm} < \xi_b h_0 = 0.53 \times 1280 = 678.4 \text{mm} \end{aligned}$$

且 $x < h'_f = 130\text{mm}$

求得所需受拉钢筋截面面积为

$$A_s = \frac{f_{cd} b'_f x}{f_{sd}} = \frac{13.8 \times 1960 \times 83.61}{330} = 6852.98 \text{ mm}^2$$

选 12 Φ 28 (外径 30.5mm), 提供的钢筋截面面积 $A_s = 7388.4 \text{ mm}^2$, 12 根钢筋布置成两排, 每排 6 根, 所需截面最小宽度 $b_{\min} = 2 \times 25 + 5 \times 30 + 6 \times 30.5 = 383 \text{ mm} < b = 400 \text{ mm}$, 受拉钢筋合力作用点至梁下边缘的距离

$$a_s = 30 + 30.5 + 30/2 = 75.5 \text{ mm}$$

$$h_0 = h - a_s = 1350 - 75.5 = 1274.5 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} = 45 \frac{f_{td}}{f_{sd}} \% = 45 \times \frac{1.39}{330} \% = 0.19 \% < 0.2 \% , \text{取 } \rho_{\min} = 0.2 \%$$

$$\rho = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{7388.4}{400 \times 1274.5} = 0.01449 = 1.449 \% > \rho_{\min} = 0.2 \%$$

【13.1.5】T 形截面梁的截面设计 ($x > h'_f$)

条件: T 形截面梁截面尺寸如图 13.1.2 所示, 所承受的弯矩组合设计值 $M_d = 580 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 结构重要性系数 $\gamma_0 = 1.0$ 。拟采用 C30 混凝土, HRB400 钢筋, $f_{cd} = 13.8 \text{ MPa}$, $f_{td} = 1.39 \text{ MPa}$, $f_{sd} = 330 \text{ MPa}$, $\xi_b = 0.53$ 。

要求: 试选择钢筋, 并复核正截面承载能力。

【解答】 按受拉钢筋布置成两排估算 $a_s = 70 \text{ mm}$, 梁的有效高度 $h_0 = 700 - 70 = 630 \text{ mm}$ 。梁的翼缘有效宽度 $b'_f = b + 12h'_f = 300 + 12 \times 120 = 1740 \text{ mm} > 600 \text{ mm}$, 故取 $b'_f = 600 \text{ mm}$ 。

首先判断截面类型, 当 $x = h'_f$ 时, 截面所能承受的弯矩设计值为

$$\begin{aligned} & f_{cd} b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \\ &= 13.8 \times 600 \times 120 \times \left(630 - \frac{120}{2} \right) \\ &= 566.3 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 566.3 \text{ kN} \cdot \text{m} < \gamma_0 M_d = 580 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

故应按 $x > h'_f$ 的 T 形截面计算。

令 $A'_s = 0$, 求得混凝土受压区高度 x , 即

$$\begin{aligned} \gamma_0 M_d &= f_{cd} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_{cd} (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \\ 580 \times 10^6 &= 13.8 \times 300 x \left(630 - \frac{x}{2} \right) + 13.8 \times (600 - 300) \times 120 \times \left(630 - \frac{120}{2} \right) \end{aligned}$$

展开整理后得

$$x^2 - 1260x + 143393.23 = 0$$

解得: $x = 126.5 \text{ mm} > h'_f = 120 \text{ mm}$

$$< \xi_b h_0 = 0.53 \times 630 = 333.9 \text{ mm}$$

由所得 x 求得

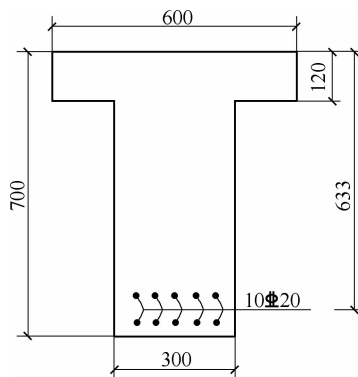


图 13.1.2 T 形梁截面尺寸及配筋 (尺寸单位: mm)

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{f_{cd}bx + f_{cd}(b'_f - b)h'_f}{f_{sd}} \\
 &= \frac{13.8 \times 300 \times 126.5 + 13.8 \times (600 - 300) \times 120}{330} \\
 &= 3092.45 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

选择 10 Φ 20 (外径 22.7mm), 钢筋截面面积 $A_s = 3142 \text{ mm}^2$, 10 根钢筋布置成两排, 每排 5 根, 所需截面最小宽度 $b_{\min} = 2 \times 30 + 5 \times 22.7 + 4 \times 30 = 293.5 \text{ mm} < b = 300 \text{ mm}$, 受拉钢筋合力作用点至梁下边缘的距离 $a_s = 30 + 22.7 + 30/2 = 67.7 \text{ mm}$, 梁的实际有效高度 $h_0 = 700 - 67.7 = 632.3 \text{ mm}$ 。

对上述已设计好截面进行承载能力复核时, 按梁的实际配筋情况, 再计算混凝土受压区高度 x , 即得

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{f_{sd}A_s - f_{cd}(b'_f - b)h'_f}{f_{sdb}} \\
 &= \frac{300 \times 3142 - 13.8 \times (600 - 300) \times 120}{13.8 \times 300} \\
 &= 130.45 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$h'_f = 120 \text{ mm} < x = 130.45 \text{ mm} < \xi_b h_0 = 0.53 \times 632.3 = 335.1 \text{ mm}$$

该截面所能承受的弯矩设计值为

$$\begin{aligned}
 M_{du} &= f_{cd}bx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_{cd}(b'_f - b)h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \\
 &= 13.8 \times 300 \times 130.45 \times \left(632.3 - \frac{130.45}{2} \right) + 13.8 \times (600 - 300) \times 120 \times \left(632.3 - \frac{120}{2} \right) \\
 &= 590.57 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 590.57 \text{ kN} \cdot \text{m} > \gamma_0 M_d = 580 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

计算结果表明, 该截面的抗弯承载力是足够的, 结构是安全的。

真题

【13.1.6】(2001 年考题, 因《规范》改版, 故本题有关参数跟着作了相应调整)

某公路钢筋混凝土简支梁桥, 其计算跨径 $L = 14.5 \text{ m}$, 主梁由多片 T 形截面梁组成, 其中单片主梁断面尺寸如图 13.1.3 所示, $h_0 = 67.5 \text{ cm}$ 。采用混凝土 C40, $f_{cd} = 13.8 \text{ MPa}$, 主筋为 HPB400 级钢筋, $f_{sd} = 330 \text{ MPa}$ 。假定不计受压钢筋面积, 并假定计算跨中弯矩 $M_{\text{活}} = 1631.40 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $M_{\text{恒}} = 289.30 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。试确定按承载能力极限状态计算出的跨中截面钢筋面积与下列何项数值最为接近?

- (A) 71.88 cm^2 (B) 64.62 cm^2
(C) 53.23 cm^2 (D) 49.47 cm^2

【答案】(D)

【详解】

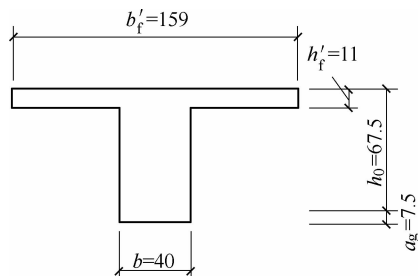


图 13.1.3 主梁断面尺寸 (单位: cm)

- (1) 根据《公路桥涵设计通用规范》表 1.0.11, 15m 简支梁桥属小桥。
- (2) 根据《公路桥涵设计通用规范》表 1.0.9, 小桥的安全等级为三级。
- (3) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.1.6 条, 设计安全等级三级的结构重要性系数 γ_0

=0.9。

(4) 确定荷载效应组合。根据《公路桥涵设计通用规范》4.1.6条,承载力极限状态下的荷载效应组合为

$$\begin{aligned} M_d &= \gamma_G M_{\text{恒}} + \gamma_Q M_{\text{活}} = 1.2 M_{\text{恒}} + 1.4 M_{\text{活}} \\ &= 1.2 \times 1631.40 + 1.4 \times 289.30 = 1162.7 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

式中,永久作用效应分项系数 $\gamma_G = 1.2$; 汽车荷载效应分项系数 $\gamma_Q = 1.4$ 。

(5) 确定翼缘板计算宽度 b'_f 。根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》4.2.2条:

1) 简支梁计算跨径的 $L/3$ 为: $14500/3 = 4834 \text{ mm}$ 。

2) 主梁中心距为 1590 mm 。

3) $b + 12h'_f = 400 + 12 \times 110 = 1720 \text{ mm}$ 。

所以,取翼缘板的计算宽度 $b'_f = 1590 \text{ mm}$ 。

(6) 判断 T 形截面类型

已知: $f_{cd} = 13.8 \text{ MPa}$, $f_{td} = 1.39 \text{ MPa}$, $f_{sd} = 330 \text{ MPa}$, $h_0 = 675 \text{ mm}$, 先判断截面类型,当 $x = h'_f$ 时,截面所能承受的弯矩设计值为

$$\begin{aligned} & \frac{1}{\gamma_0} f_{cd} b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \\ &= 13.8 \times 1590 \times 110 \times (675 - 110/2) / 0.9 = 1662.7 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} \\ &= 1662.7 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_d = 1162.7 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

因中性轴在翼缘内,属于第 I 类 T 形截面梁,应按 $b \times h = 1590 \text{ mm} \times 750 \text{ mm}$ 的矩形截面进行计算。

(7) 计算混凝土受压区高度 x 。根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》5.2.2条

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2\gamma_0 M_d}{f_{cd} b}}$$

将 $M_d = 1162.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $h_0 = 675 \text{ mm}$, $b = 1590 \text{ mm}$, $f_{cd} = 13.8 \text{ MPa}$ 代入上式,得

$$x = 675 - \sqrt{675^2 - \frac{2 \times 0.9 \times 1162.7 \times 10^6}{13.8 \times 1590}} = 74.8 \text{ mm}$$

$$x = 74.8 \text{ mm} < h'_f = 110 \text{ mm}$$

(8) 求所需受拉钢筋截面面积为

根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》5.2.2条:

$$A_s = \frac{f_{cd} b'_f x}{f_{sd}} = \frac{13.8 \times 1590 \times 74.8}{330} = 4973.5 \text{ mm}^2$$

选 8 Φ 28 (外径 30.5 mm), 提供的钢筋截面面积 $A_s = 4926 \text{ mm}^2$ 。

(9) 验算最小配筋率。根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》5.2.12条, $f_{td} = 1.39 \text{ MPa}$, $f_{sd} = 330 \text{ MPa}$

$$\rho_{\min} = 45 \frac{f_{td}}{f_{sd}} \% = 45 \times \frac{1.39}{330} \% = 0.19 \% < 0.2 \% , \text{取 } \rho_{\min} = 0.2 \%$$

$$\rho = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{4926}{400 \times 675} = 1.82 \% > 0.2 \%$$

(10) 确定跨中截面的钢筋面积 $A_s = 4974\text{mm}^2 = 49.74\text{cm}^2$, (D) 正确。

【简解】

(1) 根据《公路桥涵通用规范》4.1.6条, $\gamma_0 = 0.9$

(2) $M_d = \gamma_G M_{\text{恒}} + \gamma_Q M_{\text{活}} = 1.2 M_{\text{恒}} + 1.4 M_{\text{活}} = 1.2 \times 1631.40 + 1.4 \times 289.30 = 1162.7\text{kN} \cdot \text{m}$

(3) 取 $b'_f = 1590\text{mm}$

(4)
$$\frac{1}{\gamma_0} f_{cd} b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right)$$

$$= 13.8 \times 1590 \times 110 \times (675 - 110/2) / 0.9 = 1662.7 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$$

$$= 1662.7\text{kN} \cdot \text{m} > M_d = 1162.7\text{kN} \cdot \text{m}, \text{第 I 类 T 形截面梁。}$$

(5) $x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2\gamma_0 M_d}{f_{cd} b}} = 675 - \sqrt{675^2 - \frac{2 \times 0.9 \times 1162.7 \times 10^6}{13.8 \times 1590}} = 74.8\text{mm}$

(6) $A_s = \frac{f_{cd} b'_f x}{f_{sd}} = \frac{13.8 \times 1590 \times 74.8}{330} = 4973.5\text{mm}^2$, (D) 正确。

三、梁的斜截面承载力计算

5.2.6 计算受弯构件斜截面抗剪承载力时, 其计算位置应按下列规定采用:

1 简支梁和连续梁近边支点梁段

- 1) 距支座中心 $h/2$ 处截面 (图 5.2.6a 截面 1—1);
- 2) 受拉区弯起钢筋弯起点处截面 (图 5.2.6a 截面 2—2、3—3);
- 3) 锚于受拉区的纵向钢筋开始不受力处的截面 (图 5.2.6a 截面 4—4);
- 4) 箍筋数量或间距改变处的截面 (图 5.2.6a 截面 5—5);
- 5) 构件腹板宽度变化处的截面。

2 连续梁和悬臂梁近中间支点梁段

- 1) 支点横隔梁边缘处截面 (图 5.2.6b 截面 6—6);
- 2) 变高度梁高度突变处截面 (图 5.2.6b 截面 7—7);
- 3) 参照简支梁的要求, 需要进行验算的截面。

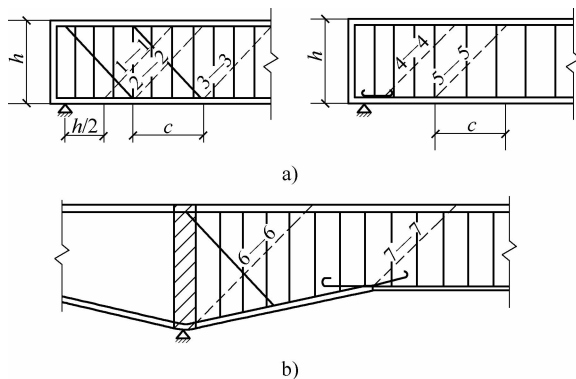


图 5.2.6 斜截面抗剪承载力验算位置示意图

a) 简支梁和连续梁近边支点梁段 b) 连续梁和悬臂梁近中间支点梁段

5.2.7 矩形、T形和I形截面的受弯构件，当配置箍筋和弯起钢筋时，其斜截面抗剪承载力计算应符合下列规定（图5.2.7）：

$$\gamma_0 V_d \leq V_{cs} + V_{sb} + V_{pb} \quad (5.2.7-1)$$

$$V_{cs} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 0.45 \times 10^{-3} b h_0 \sqrt{(2 + 0.6P)} \sqrt{f_{cu,k}} \rho_{sv} f_{sv} \quad (5.2.7-2)$$

$$V_{sb} = 0.75 \times 10^{-3} f_{sd} \sum A_{sb} \sin \theta_s \quad (5.2.7-3)$$

$$V_{pb} = 0.75 \times 10^{-3} f_{pd} \sum A_{pb} \sin \theta_p \quad (5.2.7-4)$$

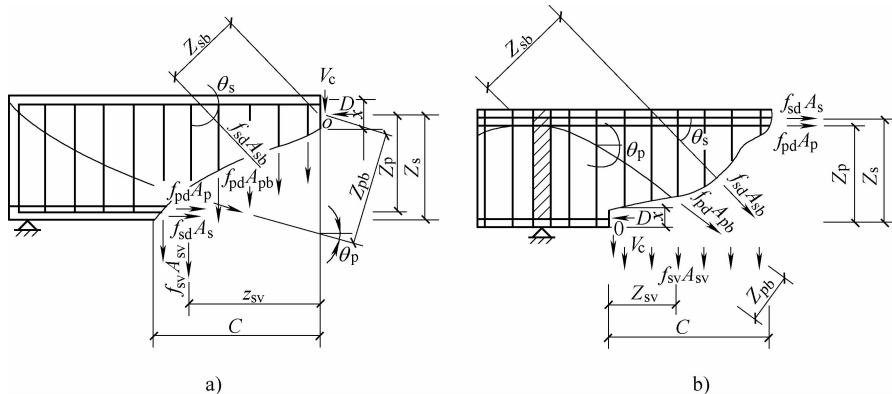


图 5.2.7 斜截面抗剪承载力验算

a) 简支梁和连续梁近边支点梁段 b) 连续梁和悬臂梁近中间支点梁段

式中 V_d ——斜截面受压端上由作用（或荷载）效应所产生的最大剪力组合设计值（kN），对变高度（承托）的连续梁和悬臂梁，当该截面处于变高度梁段时，则应考虑作用于截面的弯矩引起的附加剪应力的影响，按本条注（3）计算换算剪力设计值；

V_{cs} ——斜截面内混凝土和箍筋共同的抗剪承载力设计值（kN）；

V_{sb} ——与斜截面相交的普通弯起钢筋抗剪承载力设计值（kN）；

V_{pb} ——与斜截面相交的预应力弯起钢筋抗剪承载力设计值（kN）；

α_1 ——异号弯矩影响系数，计算简支梁和连续梁近边支点梁段的抗剪承载力时， $\alpha_1 = 1.0$ ；计算连续梁和悬臂梁近中间支点梁段的抗剪承载力时， $\alpha_1 = 0.9$ ；

α_2 ——预应力提高系数，对钢筋混凝土受弯构件， $\alpha_2 = 1.0$ ；对预应力混凝土受弯构件， $\alpha_2 = 1.25$ ，但当由钢筋合力引起的截面弯矩与外弯矩的方向相同时，或允许出现裂缝的预应力混凝土受弯构件，取 $\alpha_2 = 1.0$ ；

α_3 ——受压翼缘的影响系数，取 $\alpha_3 = 1.1$ ；

b ——斜截面受压端正截面处，矩形截面宽度（mm），或 T 形和 I 形截面腹板宽度（mm）；

h_0 ——斜截面受压端正截面的有效高度，自纵向受拉钢筋合力点至受压边缘的距离（mm）；

P ——斜截面内纵向受拉钢筋的配筋百分率, $P = 100\rho$, $\rho = (A_p + A_{pb} + A_s) / bh_0$, 当 $P > 2.5$ 时, 取 $P = 2.5$;

$f_{cu,k}$ ——边长为 150mm 的混凝土立方体抗压强度标准值 (MPa), 即为混凝土强度等级;

ρ_{sv} ——斜截面内箍筋配筋率, $\rho_{sv} = A_{sv} / s_v b$;

f_{sv} ——箍筋抗拉强度设计值, 按本规范表 3.2.3-1 采用;

A_{sv} ——斜截面内配置在同一截面的箍筋各肢总截面面积 (mm^2);

s_v ——斜截面内箍筋的间距 (mm);

A_{sb} 、 A_{pb} ——斜截面内在同一弯起平面的普通弯起钢筋、预应力弯起钢筋的截面面积 (mm^2);

θ_s 、 θ_p ——普通弯起钢筋、预应力弯起钢筋 (在斜截面受压端正截面处) 的切线与水平线的夹角。

5.2.8 进行斜截面承载力验算时, 斜截面水平投影长度 C (图 5.2.7) 应按下式计算:

$$C = 0.6mh_0 \quad (5.2.8)$$

式中 m ——斜截面受压端正截面处的广义剪跨比, $m = M_d / V_d h_0$, 当 $m > 3.0$ 时取 $m = 3.0$;

M_d ——相应于最大剪力组合设计值的弯矩组合设计值。

5.2.9 矩形、T 形和 I 形截面的受弯构件, 其抗剪截面应符合下列要求:

$$\gamma_0 V_d \leq 0.51 \times 10^{-3} \sqrt{f_{cu,k}} b h_0 \quad (\text{kN}) \quad (5.2.9)$$

式中 V_d ——验算截面处由作用 (或荷载) 产生的剪力组合设计值 (kN);

b ——相应于剪力组合设计值处的矩形截面宽度 (mm) 或 T 形和 I 形截面腹板宽度 (mm);

h_0 ——相应于剪力组合设计值处的截面有效高度, 即自纵向受拉钢筋合力点至受压边缘的距离 (mm)。

对变高度 (承托) 连续梁, 除验算近边支点梁段的截面尺寸外, 尚应验算截面急剧变化处的截面尺寸。

5.2.10 矩形、T 形和 I 形截面的受弯构件, 当符合下列条件时

$$\gamma_0 V_d \leq 0.50 \times 10^{-3} \alpha_2 f_{td} b h_0 \quad (\text{kN}) \quad (5.2.10)$$

可不进行斜截面抗剪承载力的验算, 仅需按本规范第 9.3.13 条构造要求配置箍筋。

式中 f_{td} ——混凝土抗拉强度设计值, 按本规范表 3.1.4 的规定采用。

对于板式受弯构件, 公式 (5.2.10) 右边计算值可乘以 1.25 提高系数。

注: 公式 (5.2.10) 中 b 、 h_0 的计量单位为 mm。

真题

【13.1.7】(2003 年考题)

有一座公路简支梁桥, 计算跨径为 20m, 由 5 根主梁和 5 根横梁组成。等高度主梁, 梁高 $h = 1.25\text{m}$; 截面有效高度 $h_0 = 0.88\text{m}$, 跨中腹板厚度为 0.16m, 支点处腹板宽度应加宽。混凝土强度等级为 C30。根据承载能力极限状态计算的支点最大剪力为 645.2kN, 该主梁在支点处

断面的腹板厚度应选用下列何项数值?

- (A) 0.24m (B) 0.21m (C) 0.17m (D) 0.19m

【答案】 (D)

【详解】

(1) 根据《公路桥涵设计通用规范》表 1.0.11, 20m 简支梁桥属小桥。

(2) 根据《公路桥涵设计通用规范》表 1.0.9, 小桥的设计安全等级为三级。

(3) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.1.6 条, 设计安全等级三级的结构重要性系数 $\gamma_0 = 0.9$ 。

(4) 根据《公路桥涵设计通用规范》5.2.9 条, 式 (5.2.9)

$$\gamma_0 V_d \leq 0.51 \times 10^{-3} \sqrt{f_{cu,k}} b h_0$$

得

$$b \geq \frac{\gamma_0 \times V_d}{0.051 \times 10^{-3} \times \sqrt{f_{cu,k}} h_0}$$

(5) 取 $V_d = 645.2 \text{ kN}$, $f_{cu,k} = 30 \text{ MPa}$, $h_0 = 0.8 \times 1250 = 1100 \text{ mm}$, 代入上式

$$\text{解得 } b \geq \frac{0.9 \times 645.2}{0.051 \times 10^{-3} \times \sqrt{30} \times 1100} = 189 \text{ mm}$$

取 $b = 0.19 \text{ m}$, (D) 正确。

【简解】

$$b \geq \frac{\gamma_0 \times V_d}{0.051 \times 10^{-3} \times \sqrt{f_{cu,k}} h_0}$$

$$b \geq \frac{0.9 \times 645.2}{0.051 \times 10^{-3} \times \sqrt{30} \times 1100} = 189 \text{ mm}, (\text{D}) \text{ 正确。}$$

真题

【13.1.8】 (2006 年考题)

某一级公路上, 有一座计算跨径为 20m 的预应力混凝土简支梁桥, 混凝土强度等级为 C40。该简支梁由 T 形截面梁组成, 主梁梁高 1.25m, 梁距为 2.25m, 横梁间距为 5.0m; 主梁截面有效高度 $h_0 = 1.15 \text{ m}$ 。按持久状况承载能力极限状态计算时, 某根内梁支点截面剪力设计值为 800kN。如该主梁支承点截面处满足抗剪截面的要求, 试问, 腹板的最小宽度 (mm), 应与下列何项数值最为接近?

- (A) 200 (B) 220 (C) 240 (D) 260

【答案】 (B)

【详解】

(1) 根据《公路桥涵设计通用规范》表 1.0.11, 20m 简支梁桥属小桥。

(2) 根据《公路桥涵设计通用规范》表 1.0.9, 一级公路的小桥为重要小桥, 设计安全等级为二级。

(3) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.1.6 条, 设计安全等级二级的结构重要性系数 $\gamma_0 = 1.0$ 。

(4) 根据《公路桥涵设计通用规范》5.2.9 条, 式 (5.2.9)

$$\gamma_0 V_d \leq 0.51 \times 10^{-3} \sqrt{f_{cu,k}} b h_0$$

得

$$b \geq \frac{\gamma_0 \times V_d}{0.051 \times 10^{-3} \times \sqrt{f_{cu,k}} h_0}$$

(5) 取 $V_d = 800 \text{ kN}$, $f_{cu,k} = 40 \text{ MPa}$, $h_0 = 1150 \text{ mm}$, 代入上式得

$$b \geq \frac{1.0 \times 800}{0.51 \times 10^{-3} \sqrt{40} \times 1150} = 215.7 \text{ mm}$$

取 $b = 220 \text{ mm}$, (B) 正确。

【简解】
$$b \geq \frac{\gamma_0 \times V_d}{0.051 \times 10^{-3} \times \sqrt{f_{cu,k}} h_0}$$

$$b \geq \frac{1.0 \times 800}{0.51 \times 10^{-3} \sqrt{40} \times 1150} = 215.7 \text{ mm}$$

(B) 正确。

真题

【13.1.9】 (2001 年考题)

某公路桥在二级公路上, 重车较多, 该桥上部结构为装配式钢筋混凝土 T 形截面梁, 标准跨径 20m, 计算跨径为 19.50m, 主梁高度 1.25m, 主梁距 1.8m。设计荷载为公路-I 级。结构安全等级为一级。梁体混凝土强度等级为 C30。按持久状况计算时某内主梁支点截面剪力组合设计值 650kN (已计入结构重要性系数)。试问, 该梁最小腹板厚度 (mm) 与下列何项数值最为接近?

提示: 主梁有效高度 h_0 为 1200mm。

(A) 180 (B) 200 (C) 220 (D) 240

【答案】 (B)

【解答】 《公路桥涵设计通用规范》5.2.9 条规定: T 形截面的受弯构件, 其抗剪截面应符合下列要求:

$$\gamma_0 V_d \leq 0.51 \times 10^{-3} \times \sqrt{f_{cu,k}} b h_0 \quad (\text{kN})$$

式中 $f_{cu,k}$ ——混凝土强度等级 (MPa);

b ——腹板厚度 (mm);

h_0 ——主梁的有效高度 (mm);

$\gamma_0 V_d$ ——剪力组合设计值 (kN)。

由题意知: $650 = 0.51 \times 10^{-3} \times \sqrt{30} b \times 1200 = 3.352b$

则 $b = 194 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$, 所以该梁的最小腹板厚度为 200mm, (B) 正确。

【13.1.10】 (2014 年考题, 原题为连锁题中一道子题)

某二级公路上的一座单跨 30m 的跨线桥梁, 可通过双向两列车, 重车较多, 抗震设防烈度为 7 度, 地震动峰值加速度为 $0.15g$, 设计荷载为公路—I 级, 人群荷载 3.5 kPa , 桥面宽度与路基宽度都为 12m。上部结构: 横向五片各 30m 的预应力混凝土 T 形梁, 梁高 1.8m, 混凝土强度等级 C40; 桥台为等厚度的 U 形结构, 桥台台身计算高度 4.0m, 基础为双排 1.2m 的钻孔灌注桩。整体结构的安全等级为一级。

上述桥梁的中间 T 形梁的抗剪验算截面取距支点 $h/2$ (900mm) 处, 且已知该截面的最大剪力 $\gamma_0 V_0$ 为 940kN, 腹板宽度 540mm, 梁的有效高度为 1360mm, 混凝土强度等级 C40 的抗拉强度设计值 f_{td} 为 1.65 MPa 。试问, 该截面需要进行下列何项工作?

提示: 预应力提高系数设计值 α_2 取 1.25。

(A) 要验算斜截面的抗剪承载力, 且应加宽腹板尺寸

(B) 不需要验算斜截面的抗剪承载力

(C) 不需要验算斜截面的抗剪承载力, 但要加宽腹板尺寸

(D) 需要验算斜截面的抗剪承载力, 但不要加宽腹板尺寸

【答案】 (D)

根据《公路桥涵设计通用规范》5.2.9条, $\gamma_0 V_d \leq 0.51 \times 10^{-3} \sqrt{f_{cu,k}} b h_0$ (kN)

$$0.51 \times 10^3 \times \sqrt{40} \times 540 \times 1360 = 2368.9 \text{ kN} > 940 \text{ kN}$$

5.2.10条, $\gamma_0 V_d \leq 0.5 \times 10^{-3} \alpha_2 f_{td} b h_0$ (kN)

$$0.50 \times 10^3 \times 1.25 \times 1.65 \times 540 \times 1360 = 757.35 \text{ kN} < 940 \text{ kN}$$

第二节 桥梁预应力混凝土结构

一、基础知识

(一) 预应力混凝土的基本原理

所谓预应力混凝土结构是指结构在承受外荷载以前, 预先采用人为的方法在结构内部形成一种应力状态, 使结构在使用阶段产生拉应力的区域先受到压应力, 这项压应力将与使用阶段荷载产生的拉应力抵消一部分或全部, 从而推迟裂缝的出现, 限制裂缝的展开, 提高结构的刚度。

【13.2.1】 预应力梁的截面应力计算

条件: 如图 13.2.1a 所示为一根混凝土小梁, 梁上作用有 15kN/m 的均布荷载 (包括自重), 已知混凝土的抗压强度设计值 $f_{cd} = 18.4 \text{ MPa}$, 抗拉强度设计值 $f_{td} = 1.65 \text{ MPa}$ 。

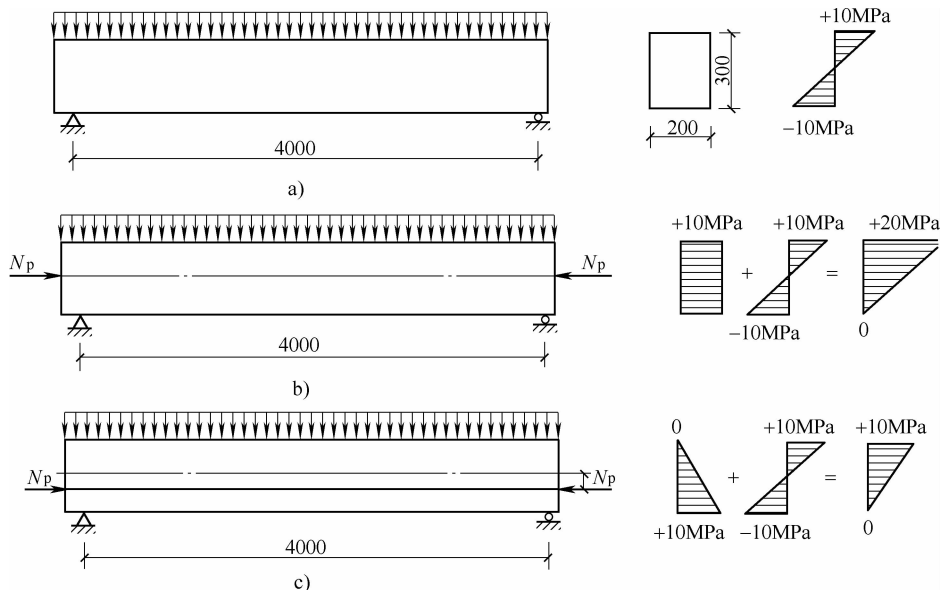


图 13.2.1 简支梁在预加应力前后截面应力变化示意图

a) 混凝土梁 b) 轴向预加力的梁 c) 偏心预加力的梁

要求: 计算跨中截面的应力。

【答案】

跨中弯矩

$$M = \frac{1}{8}ql^2 = \frac{1}{8} \times 15 \times 4^2 = 30 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

跨中截面应力上缘压应力

$$\sigma_s = \frac{M}{W} = \frac{30 \times 10^6}{\frac{1}{6} \times 200 \times 300^2} = 10 \text{ MPa} < f_{cd}$$

下缘拉应力

$$\sigma_x = -\frac{M}{W} = -10 \text{ MPa} > f_{td}$$

从上面的计算结果看出, 在荷载作用下, 下缘拉应力已大大超过混凝土的抗拉强度设计值, 而上缘压应力却还远未达到抗压强度设计值。如果在梁的两端对中心轴加上一个集中力, $N_p = 600 \text{ kN}$, 如图 13.2.1b 所示, 在截面上先产生一个均匀的压应力, 这样, 梁的跨中截面应力叠加后得:

上缘应力

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{N_p}{A} + \frac{M}{W} = \frac{600 \times 10^3}{200 \times 300} + \frac{30 \times 10^6}{\frac{1}{6} \times 200 \times 300^2} \\ &= 20 \text{ MPa (压应力)} \end{aligned}$$

下缘应力

$$\sigma_x = \frac{N_p}{A} - \frac{M}{W} = 10 - 10 = 0 \text{ MPa}$$

也就是说, 下缘可以不出现拉应力, 也就不会出现裂缝。现采用精轧螺纹钢筋作为预应力钢筋进行加压, 钢筋的抗拉强度标准值为 540 MPa , 假定张拉的应力为 $\sigma' = 0.9f_{pk} = 0.9 \times 540 = 486 \text{ MPa}$, 则

$$A_s = N_p / \sigma = 600 \times 10^3 / 486 \times 10^6 = 1234.6 \text{ mm}^2$$

可采用 $4 \Phi 20$, $A_s = 1257 \text{ mm}^2$ 。

如果将施加的集中力作用于中心轴下方 $e = 50 \text{ mm}$ 的位置, 如图 13.2.1c 所示, 并将 N_p 减小为 300 kN (此时只需用 $2 \Phi 20$ 的钢筋加压), 则跨中截面应力计算如下 (暂不考虑钢筋换算截面的影响):

在预加力作用下, 仍按材料力学的偏心受压公式计算:

上缘应力

$$\sigma_{ps} = \frac{N_p}{A} - \frac{Ne}{W} = \frac{300 \times 10^3}{200 \times 300} - \frac{300 \times 10^3 \times 50}{200 \times 300^2 \times 1/6} = 0 \text{ MPa}$$

下缘应力

$$\sigma_{px} = \frac{N_p}{A} + \frac{Ne}{W} = 5 + 5 = 10 \text{ MPa (压应力)}$$

所以在预加力和荷载共同作用下的跨中截面应力为:

上缘应力

$$\sigma_s = 0 + \frac{M}{W} = 0 + \frac{30 \times 10^6}{200 \times 300^2 \times 1/6} = 10 \text{ MPa (压应力)}$$

下缘应力

$$\sigma_x = 10 - 10 = 0 \text{ MPa}$$

上面的算例说明了两个重要的问题:

(1) 由于预先给混凝土梁施加了预压力 N_p , 混凝土梁在均布荷载 q 作用下, 其下边缘产生的拉应力完全被预压应力抵消, 因而可以避免混凝土出现裂缝, 混凝土梁始终以全截面参加工作, 这就相当于改善了混凝土梁的抗拉性能, 而且可以达到充分利用高强材料性能的目的。

(2) 必须针对荷载作用下可能产生的应力状态来施加预应力。所需施加的预压应力 N_p 不仅与荷载 (或者说弯矩 M) 值的大小有关, 而且也与 N_p 的作用位置 (即偏心距 e 的大小) 有关; 当预加压力有适当的偏心, 就能产生很好的效果, 不仅可以减少预应力钢筋, 而且可以使截面的应力变得更加合理, 即在下缘应力仍保持为零的情况下, 降低上缘应力。

(二) 三类加筋混凝土结构

通常把如图 13.2.1 所示在使用荷载作用下沿预应力筋方向的正截面始终不出现拉应力的预应力混凝土, 称为“全预应力混凝土”; 把普通钢筋混凝土称为“非预应力混凝土”; 把介于钢筋混凝土与全预应力混凝土之间, 预应力程度不同的预应力混凝土, 称为“部分预应力混凝土”。

可以采用“预应力度”的概念来对加筋混凝土结构进行分类。

1. 预应力度度的定义

预应力度度的定义是

$$\lambda = \frac{\sigma_{pc}}{\sigma_{st}} \quad (13.2.1)$$

式中 σ_{pc} ——扣除全部预应力损失后的预加力在构件抗裂边缘产生的预压应力;

σ_{st} ——由作用 (或荷载) 短期效应组合产生的构件抗裂边缘的法向拉应力。

对预应力混凝土受弯构件预应力度定义也可按下式计算:

$$\lambda = \frac{M_0}{M_s} \quad (13.2.2)$$

$$M_0 = \sigma_{pc} W_0 \quad (13.2.3)$$

式中 M_0 ——消压弯矩, 即使构件抗裂边缘预压应力抵消到零时的弯矩值;

M_s ——按作用 (或荷载) 短期效应组合计算的弯矩值。

2. 用预应力度对加筋混凝土结构进行分类

预应力度 λ 的变化范围是从 $\lambda \geq 1$ 变化到 $\lambda = 0$, 因此亦可用预应力度 λ 值的大小将加筋混凝土结构系列分成全预应力、部分预应力和钢筋混凝土结构三类。

当预应力度 $\lambda \geq 1$ 时属全预应力混凝土构件。此类构件在作用 (或荷载) 短期效应组合下控制截面的受拉边缘不允许出现拉应力 (不得消压)。

当预应力度在 $1 > \lambda > 0$ 范围内属部分预应力混凝土构件。此类构件在作用 (或荷载) 短期效应组合下控制截面受拉边缘允许出现拉应力。当对拉应力加以限制时, 为 A 类部分预应力混凝土构件; 当拉应力超过限值但裂缝宽度未超过规定的限值时, 为 B 类部分预应力混凝土构件。

当预应力度 $\lambda = 0$, 即不加预应力, 属钢筋混凝土构件。

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》中采用了这种分类方法。

6.1.2 预应力混凝土构件可根据桥梁使用和所处环境的要求,进行下列构件设计:

1 全预应力混凝土构件。此类构件在作用(或荷载)短期效应组合下控制的正截面的受拉边缘不允许出现拉应力(不得消压)。

2 部分预应力混凝土构件。此类构件在作用(或荷载)短期效应组合下控制的正截面受拉边缘可出现拉应力;当拉应力加以限制时,为 A 类预应力混凝土构件;当拉应力超过限值时,为 B 类预应力混凝土构件。

跨径大于 100m 桥梁的主要受力构件,不宜进行部分预应力混凝土设计。

这三种加筋混凝土结构的特点见表 13.2.1。

表 13.2.1 加筋混凝土结构比较表

序号	项目	全预应力混凝土	部分预应力混凝土		钢筋混凝土
			A 类	B 类	
1	预应力度 $\lambda = M_0/M_s$	$\lambda \geq 1$	$0 < \lambda < 1$	$0 < \lambda < 1$	$\lambda = 0$
2	裂缝控制	$\sigma_{sl} - 0.85\sigma_{pc} \leq 0$ $\sigma_{sl} - 0.80\sigma_{pc} \leq 0$	$\sigma_{sl} - \sigma_{pc} \leq 0.7f_{tk}$ $\sigma_{lt} - \sigma_{pc} \leq 0$	$w_{fk} \leq 0.10\text{mm}$ 、 $0.15\text{mm}, 0.20\text{mm}$	$w_{fk} \leq [w_f]$
3	受力筋配置	全部预应力筋	预应力筋略少, 少量普通钢筋	预应力筋更少, 适量普通钢筋	全部普通钢筋
4	承载能力	$S \leq R(p)$	$S \leq R(p+s)$	$S \leq R(p+s)$	$S \leq R(s)$
5	结构特性	● 抗裂最好 ● 抗疲劳好 ● 反拱大 ● 延性较差	● 抗裂较好 ● 反拱较小 ● 延性改善	● 抗裂尚可 ● 反拱小 ● 延性好 ● 锚具少	● 施工简便 ● 抗裂差 ● 高强材料不易发挥作用 ● 跨越能力小,不经济

注: 1. w_{fk} 为最大裂缝宽度;

2. σ_{sl} 、 σ_{lt} : 由作用(或荷载)短期效应组合、长期效应组合产生的构件抗裂边缘的法向拉应力。

(三) 先张法与后张法

1. 先张法

先张法即先张拉钢筋后浇筑构件混凝土的施工方法。其施工程序如图 13.2.2 所示。首先将预应力钢筋按设计规定的张拉力用千斤顶进行张拉,并临时锚固在加力台座上;然后浇筑构件混凝土;待混凝土凝结硬化,并具有足够的强度后(一般要求不低于设计强度的 80%),解除预应力钢筋与加力台座之间的联系,钢筋企图回缩,但这时混凝土已能紧紧地握裹住预应力钢筋,除两端稍有内缩外,中部已不能自由滑动,于是使混凝土受到一个很大预压应力,即形成预应力混凝土构件。

先张法预应力混凝土的关键技术是如何保证预应力钢筋与混凝土的可靠粘结。为了增加预应力筋与混凝土的粘结力,先张法所用的预应力钢筋一般采用高强度的螺旋肋钢丝、刻痕钢丝、钢绞线和精轧螺纹钢。

2. 后张法

后张法是先浇筑构件混凝土后张拉钢筋的施工方法,其施工程序如图 13.2.3 所示。预应力钢筋可以是预先放在套管内浇在混凝土里,也可以在后来穿进预先做好的混凝土管道中。一

般用千斤顶张拉钢筋（亦有用电热法张拉钢筋的），使其伸长，然后用特制的锚具将钢筋两端锚固在梁端混凝土上，使混凝土受到预压应力。这时，预应力钢筋与梁身混凝土之间尚无接触，需要向管道压注水泥浆，使预应力钢筋与梁身混凝土黏结为一体。

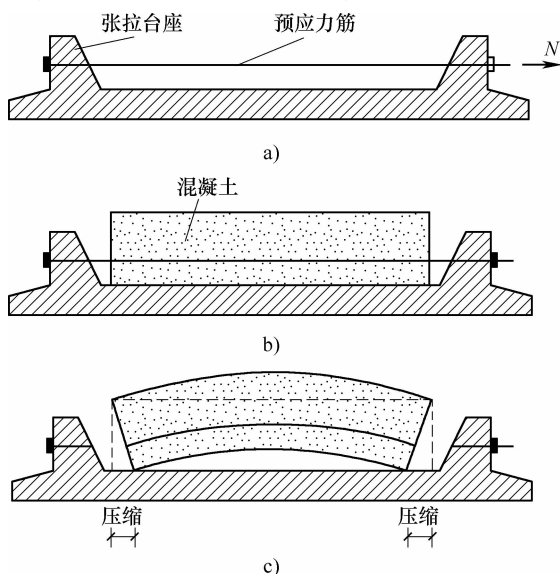


图 13.2.2 先张法施工程序示意图

- a) 用千斤顶张拉预应力钢筋，并临时锚固于加力台座上
b) 浇筑混凝土 c) 待混凝土结硬后，解除预应力钢筋与加力台座之间的联系，传力于混凝土

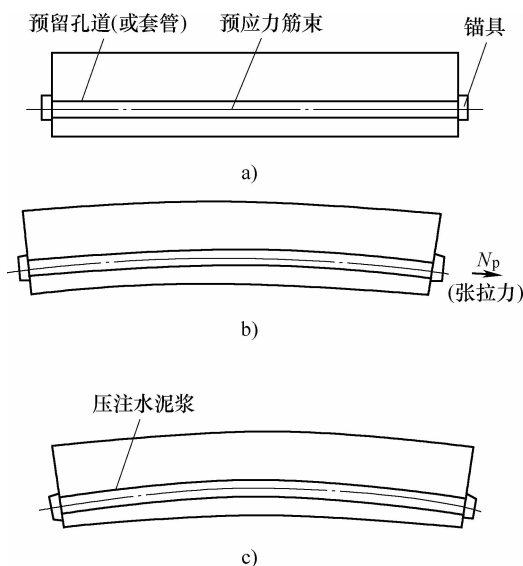


图 13.2.3 后张法施工程序示意图

- a) 浇筑梁身混凝土，并预埋套管，形成管道
b) 穿进预应力钢筋，待混凝土结硬后，进行张拉
c) 锚固钢筋，传力于混凝土，压注水泥浆，填塞管道

后张法不用加力台座，张拉设备简单，便于现场施工，预应力筋可按设计要求布置成曲线形，是目前生产大型预应力混凝土构件的主要方法。

二、预加应力的计算

（一）有效预应力

在预应力混凝土构件内，施加于构件的预应力一般通过张拉预应力钢筋来获得，预应力钢筋中的初始张拉应力，称为张拉控制应力。因预应力筋中的预拉应力在张拉施工和使用过程中会逐渐减少，从而使混凝土中的预压应力也相应减少。预应力筋中这种应力减少的现象称为预应力损失。因此，钢筋中的预应力是指扣除相应阶段的应力损失后，钢筋中存余的有效预应力 σ_p ，即

$$\sigma_p = \sigma_{con} - \sigma_l \quad (13.2.4)$$

式中 σ_{con} ——张拉控制应力；

σ_l ——预应力损失。

1. 钢筋的张拉控制应力 σ_{con}

张拉控制应力 σ_{con} 是指张拉钢筋进行锚固前，张拉千斤顶所指示的总拉力除以预应力钢筋截面面积所得的钢筋应力值。为了充分利用钢筋的强度， σ_{con} 值应取得高，但可能引起个别断丝现象，所以《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》对 σ_{con} 值有明确规定。有时为了在短时间内保持高预应力如提高构件在制作与吊运中的抗裂性，可适当提高张拉控制应力，

但不能超过《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》规定的最大控制力。

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》规定：

6.1.3 预应力混凝土构件，预应力钢筋的张拉控制应力值 σ_{con} （对后张法构件为梁体内锚下应力）应符合下列规定：

1 钢丝、钢绞线的张拉控制应力值

$$\sigma_{\text{con}} \leq 0.75f_{\text{pk}} \quad (6.1.3-1)$$

2 精轧螺纹钢筋的张拉控制应力值

$$\sigma_{\text{con}} \leq 0.90f_{\text{pk}} \quad (6.1.3-2)$$

式中 f_{pk} ——预应力钢筋抗拉强度标准值，按本规范表 3.2.2-2 的规定采用。

当对构件进行超张拉或计入锚圈口摩擦损失时，钢筋中最大控制应力（千斤顶油泵上显示的值）对钢丝和钢绞线不应超过 $0.8f_{\text{pk}}$ ；对精轧螺纹钢筋不应超过 $0.9f_{\text{pk}}$ 。

真题

【13.2.2】（2009 年考题）

某桥的上部结构为多跨 16m 后张预制预应力混凝土空心板梁，单板宽度 1030mm，板厚 900mm。每块板采用 15 根 $\phi^s 15.20\text{mm}$ 的高强度低松弛钢绞线；钢绞线的公称截面面积为 140mm^2 ，抗拉强度标准值 (f_{pk}) 为 1860MPa，控制应力采用 $0.73f_{\text{pk}}$ 。试问，每块板的总张拉力 (kN)，应与下列何项数值最为接近？

- (A) 2851 (B) 3125 (C) 3906 (D) 2930

【答案】 (A)

【详解】

(1) 取 $\sigma_{\text{con}} = 0.73f_{\text{pk}}$ ，符合《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》6.1.3 条式 (6.1.3-1) $\sigma_{\text{con}} \leq 0.75f_{\text{pk}}$ 的规定。

(2) 张拉控制应力 $\sigma_{\text{con}} = 0.73f_{\text{pk}} = 0.73 \times 1860 = 1357.8\text{MPa}$

(3) 单根预应力束的最大张拉力 $\sigma_{\text{con}} A_p = 1357.8 \times 140 = 190092\text{N} \approx 190.1\text{kN}$

(4) 每块板的总张拉力 $N_p = 15\sigma_{\text{con}} A_p = 15 \times 190.1 = 2851.4 \approx 2851.4\text{kN}$

(5) 答案为 2851kN，(A) 正确。

【简解】

$$N_p = 0.73 \times 1860 \times 140 \times 15 = 2851.38\text{kN}, \text{ (A) 正确。}$$

真题

【13.2.3】（2010 年考题）

某桥结构为预制后张预应力混凝土箱形截面梁，跨径 30m；单梁宽 3.0m，采用 $\phi^s 15.20\text{mm}$ 高强度低松弛钢绞线，其抗拉强度标准值 (f_{pk}) 为 1860MPa，公称截面面积为 140mm^2 ，每根预应力束由 9 股 $\phi^s 15.20\text{mm}$ 钢绞线组成。锚具为夹片式群锚。张拉控制应力采用 $0.75f_{\text{pk}}$ 。试问，单根预应力束的最大张拉力 (kN)，与下列何项数值最为接近？

- (A) 1875 (B) 1758 (C) 1810 (D) 1846

【答案】 (B)

【详解】

(1) 取 $\sigma_{\text{con}} = 0.75f_{\text{pk}}$ ，符合《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》6.1.3 条式 (6.1.3-1) $\sigma_{\text{con}} \leq 0.75f_{\text{pk}}$ 的规定。

(2) 张拉控制应力 $\sigma_{\text{con}} = 0.75f_{\text{pk}} = 0.75 \times 1860 = 1395 \text{ MPa}$

(3) 单根预应力束的最大张拉力 $N_p = \sigma_{\text{con}} A_p = 1395 \times 140 \times 9 = 1757700 \text{ N} \approx 1758 \text{ kN}$

(4) 答案为 1758kN, (B) 正确。

【简解】 $N_p = 0.75 \times 1860 \times 140 \times 9 = 1757.7 \text{ kN}$, (B) 正确。

2. 钢筋预应力损失 σ_l

由于张拉工艺、材料性能及环境等的影响,使预应力钢筋产生应力损失,各项预应力损失发生和完成的时间先后不一,《规范》对各种预应力损失的估算方法作了规定。

这里先介绍《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》的规定:

6.2.1 预应力混凝土构件在正常使用极限状态计算中,应考虑由下列因素引起的预应力损失:

预应力钢筋与管道壁之间的摩擦	σ_{l1}
锚具变形、钢筋回缩和接缝压缩	σ_{l2}
预应力钢筋与台座之间的温差	σ_{l3}
混凝土的弹性压缩	σ_{l4}
预应力钢筋的应力松弛	σ_{l5}
混凝土的收缩和徐变	σ_{l6}

此外,尚应考虑预应力钢筋与锚圈口之间的摩擦、台座的弹性变形等因素引起的其他预应力损失。

预应力损失值宜根据试验确定,当无可靠试验数据时,可按本节的规定计算。

1) 预应力钢筋与管道间摩擦引起的应力损失 σ_{l1} ,是后张法构件才有的损失。张拉时,预应力钢筋将沿管道壁滑移而产生摩擦力,使钢筋的应力在张拉端高、向跨中方向由于摩擦影响而使钢筋的应力逐渐减小。在任意两个截面间,钢筋的应力差即为此两截面间由摩擦引起的应力损失。具体的计算方法见《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》6.2.2条。

2) 锚具变形,钢筋回缩和接缝压缩引起的应力损失 σ_{l2} 。这是指预应力钢筋张拉到控制应力后,在锚固时使锚具受到巨大压力而产生变形,锚下垫板缝隙被压密,钢丝产生回缩,以及锚固后,拼装构件的接缝将继续被压密,这些变形导致的应力损失即为 σ_{l2} 。具体的计算方法见《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》6.2.3条。

3) 钢筋与台座间的温差引起的应力损失 σ_{l3} 。先张法构件混凝土如采用加温养护,在混凝土尚未结硬时,钢筋因温度升高而在混凝土中自由变形而使钢筋应力减小。当停止加热养护时,钢筋与混凝土粘结在一起,这时钢筋在混凝土硬化前因升温所降低的应力已不可恢复,这就是应力损失 σ_{l3} 。具体的计算方法见《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》6.2.4条。

4) 混凝土弹性压缩引起的应力损失 σ_{l4} 。预应力混凝土构件受到预压应力时,混凝土即产生压缩变形,从而使锚固于构件上的预应力钢筋产生同样的应变,因而引起应力损失 σ_{l4} 。具体的计算方法见《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》6.2.5条。

5) 钢筋松弛引起的应力损失 σ_{l5} 。钢筋受到一定张拉应力后,钢筋长度保持不变,钢筋应力将会随着时间的延长而降低。降低的大小与持续的时间有关,这种应力损失就是 σ_{l5} 。具体的计算方法见《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》6.2.6条。

6) 混凝土的收缩和徐变引起的应力损失 σ_{l6} 。收缩和徐变是混凝土的固有特性, 由于混凝土的收缩和徐变, 使混凝土构件缩短。预应力筋也随之回缩, 造成预应力损失, 因混凝土的收缩和徐变变形, 性能相似。故将两者引起的应力损失综合成 σ_{l6} , 一起计算。具体的计算方法见《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》6.2.7 条。

3. 钢筋的有效预应力计算

预应力钢筋的有效预应力 σ_{pe} , 是锚下控制应力 σ_{con} 扣除相应阶段的应力损失。而上述各项预应力损失并不是同时发生的, 它与张拉方式和工作阶段有关。为此, 须将预应力损失按受力阶段进行组合, 才可算出不同受力阶段的有效预应力。

(1) 预应力损失组合。对先张法及后张法构件, 分别按预加应力和使用阶段进行预应力损失值的组合, 组合情况见《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》表 6.2.8。

(2) 钢筋有效预应力 σ_{pe} 。

预加应力阶段

$$\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_{l1} \quad (13.2.5)$$

使用阶段

$$\sigma_{pe} = \sigma_{con} - (\sigma_{l1} + \sigma_{lII}) \quad (13.2.6)$$

6.2.8 预应力混凝土构件, 其各阶段的预应力损失值可按表 6.2.8 的规定进行组合。

表 6.2.8 各阶段预应力损失值的组合

预应力损失值的组合	先张法构件	后张法构件
传力锚固时的损失(第一批) σ_{l1}	$\sigma_{l2} + \sigma_{l3} + \sigma_{l4} + 0.5\sigma_{l5}$	$\sigma_{l1} + \sigma_{l2} + \sigma_{l4}$
传力锚固后的损失(第二批) σ_{lII}	$0.5\sigma_{l5} + \sigma_{l6}$	$\sigma_{l5} + \sigma_{l6}$

以上各项损失中, 混凝土的收缩、徐变所引起的损失最大。在后张法中管道摩阻损失的数值也较大, 预应力钢筋长度较短时, 锚具变形引起的损失也较大。

表 13.2.2 引用一个 $L=30\text{m}$ 后张预应力简支梁的数据来说明张拉控制应力和预应力损失之间的相互联系。

表 13.2.2 后张预应力筋的预应力损失

序号	项 目	公 式	损失值 ($L_{\text{标}}=30\text{m}$ 简支梁)
1	管道壁摩阻	$\sigma_{l1} = \sigma_{con} [1 - e^{-(\mu\theta + \kappa\tau)}]$	127.9MPa
2	锚具变形、钢丝回缩	$\sigma_{l2} = \frac{\sum \Delta l}{l} E_p$	29.8MPa
3	蒸汽养护(先张法)		
4	混凝土弹性压缩	$\sigma_{l4} = \alpha_{Ep} \sum \Delta \sigma_{pe}$	60.1MPa
5	预应力筋松弛	$\sigma_{l5} = 0.05\sigma_{con}$ (一次张拉) $\sigma_{l5} = 0.035\sigma_{con}$ (超张拉)	54.0MPa
6	混凝土收缩徐变	$\sigma_{l6(1)} = \frac{0.9[E_p \varepsilon_{cs}(t, t_0) + \alpha_{Ep} \sigma_{pe} \phi(t, t_0)]}{1 + 15\rho\rho_{ps}}$	194.3MPa
7	预加力阶段损失	$\sigma_{lI} = \sigma_{l1} + \sigma_{l2} + \sigma_{l4}$	217.8MPa
8	使用阶段损失	$\sigma_{lII} = \sigma_{l5} + \sigma_{l6}$	248.3MPa

预加力阶段预应力筋中实有的预应力

$$\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_{lI} = 0.75 \times 1600 - 217.8 = 982.2 \text{ MPa}$$

使用阶段预应力筋的有效预应力

$$\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sigma_{lI} - \sigma_{lII} = 0.75 \times 1600 - 217.8 - 248.3 = 733.9 \text{ MPa}$$

由于损失, 这个实例的有效预应力仅为 $0.61\sigma_{con}$ 或 $0.459f_{pk}$ 。

真题

【13.2.4】(1999 年考题)

预应力损失为

σ_{l1} ——预应力钢筋与管道壁之间的摩擦;

σ_{l2} ——锚具变形、钢筋回缩和拼装构件的接缝压缩;

σ_{l3} ——混凝土加热养护时, 预应力钢筋与台座之间的温度差;

σ_{l4} ——混凝土弹性压缩;

σ_{l5} ——预应力钢筋的应力松弛;

σ_{l6} ——混凝土的收缩徐变。

对于桥梁后张法构件, 应计算的预应力损失值以下何项正确?

(A) σ_{l1} 、 σ_{l2} 、 σ_{l3} 、 σ_{l4} 、 σ_{l5} 、 σ_{l6}

(B) σ_{l1} 、 σ_{l2} 、 σ_{l4} 、 σ_{l5} 、 σ_{l6}

(C) σ_{l3} 、 σ_{l4} 、 σ_{l5} 、 σ_{l6}

(D) σ_{l2} 、 σ_{l3} 、 σ_{l5} 、 σ_{l6}

【答案】(B)

【详解】

(1) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》6.2.2 条规定。预应力钢筋与管道间摩擦引起的应力损失 σ_{l1} 是后张法构件才有的损失。

(2) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》6.2.3 条、6.2.5 条、6.2.6 条、6.2.7 条规定。应力损失 σ_{l2} 、 σ_{l4} 、 σ_{l5} 、 σ_{l6} 是后张法构件有的损失。

(3) 后张法构件的损失有 σ_{l1} 、 σ_{l2} 、 σ_{l4} 、 σ_{l5} 、 σ_{l6} , (B) 正确。

【简解】根据《规范》表 6.2.8, (B) 正确。

真题

【13.2.5】(2000 年考题)

预应力损失为

σ_{l1} ——预应力钢筋与管道壁之间的摩擦;

σ_{l2} ——锚具变形、钢筋回缩和拼装构件的接缝压缩;

σ_{l3} ——混凝土加热养护时, 预应力钢筋与台座之间的温度差;

σ_{l4} ——混凝土弹性压缩;

σ_{l5} ——预应力钢筋的应力松弛;

σ_{l6} ——混凝土的收缩徐变。

对于桥梁先张法构件应计算的预应力损失值, 应为以下何项数值?

(A) σ_{l1} 、 σ_{l2} 、 σ_{l3} 、 σ_{l4} 、 σ_{l5} 、 σ_{l6}

(B) σ_{l1} 、 σ_{l2} 、 σ_{l4} 、 σ_{l5} 、 σ_{l6}

(C) σ_{l2} 、 σ_{l3} 、 σ_{l4} 、 σ_{l5} 、 σ_{l6}

(D) σ_{l2} 、 σ_{l4} 、 σ_{l5} 、 σ_{l6}

【答案】 (C)

【详解】

(1) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》6.2.4 条规定。钢筋与台座间的温差引起的应力损失 σ_{l3} 是先张法构件有的损失。

(2) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》6.2.3 条、6.2.5 条、6.2.6 条、6.2.7 条规定。应力损失 σ_{l2} 、 σ_{l4} 、 σ_{l5} 、 σ_{l6} 是先张法构件有的损失。

(3) 先张法构件的损失有 σ_{l2} 、 σ_{l3} 、 σ_{l4} 、 σ_{l5} 、 σ_{l6} ，(C) 正确。

【简解】 根据《规范》表 6.2.8，(C) 正确。

(二) 预加力作用下载面应力的计算

由于预应力混凝土构件在各受力阶段截面不允许开裂（对 B 类部分预应力混凝土构件指开裂前受力阶段），构件材料基本上是处于弹性工作阶段。因此，各阶段的应力计算中仍可应用材料力学公式进行，故也可将应力计算统称为弹性阶段的应力计算。

1. 构件截面性质

由于预应力混凝土构件中的制造方法不同，构件截面所受预应力的传递方式不同，计算中所采用的截面特性和相应的应力损失也不相同，先张法预制预应力构件，其应力的传递主要是靠粘结力传递，无孔道削弱，因此在计算中采用换算截面特性。而对后张法预制预应力构件，在预加力过程中，由于预应力筋孔道尚未压浆，两者未粘结成整体，所以采用净截面计算。《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》第六章对此问题有专门规定：

6.1.4 在预应力混凝土构件的弹性阶段计算中，构件截面性质可按下列规定采用：

1 先张法构件采用换算截面。

2 后张法构件，当计算由作用（或荷载）引起的应力时，管道压浆前采用净截面，预应力钢筋与混凝土粘结后采用换算截面；当计算由预加力引起的应力时，除指明者外采用净截面。

3 截面性质对计算应力或控制条件影响不大时，也可采用毛截面。

对净截面和换算截面的定义，《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》6.1.5 条的符号说明有明确规定：

6.1.5

式中 A_n ——净截面面积，即扣除孔道、凹槽等削弱部分以外的混凝土全部截面面积及纵向非预应力钢筋截面面积换算成混凝土的截面面积之和；对由不同混凝土强度等级组成的截面，应根据混凝土弹性模量比值换算成同一混凝土强度等级的截面面积；

A_0 ——换算截面面积，包括净截面面积以及全部纵向预应力钢筋截面面积换算成混凝土的截面面积；

I_0 、 I_n ——换算截面惯性矩、净截面惯性矩；

e_{p0} 、 e_{pn} ——换算截面重心、净截面重心至预应力钢筋及非预应力钢筋合力点的距离，按本规范第 6.1.6 条的规定计算；

y_0 、 y_n ——换算截面重心、净截面重心至所计算纤维处的距离。

2. 预应力钢筋的合力和合力偏心距的计算

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》在 6.1.6 条内讲述了预应力钢筋的合力和合力偏心距的计算方法。

6.1.6 预应力钢筋和普通钢筋的合力 N_{p0} 、 N_p 及合力的偏心距 e_{p0} 、 e_{pn} 应按下列公式计算 (图 6.1.6)：

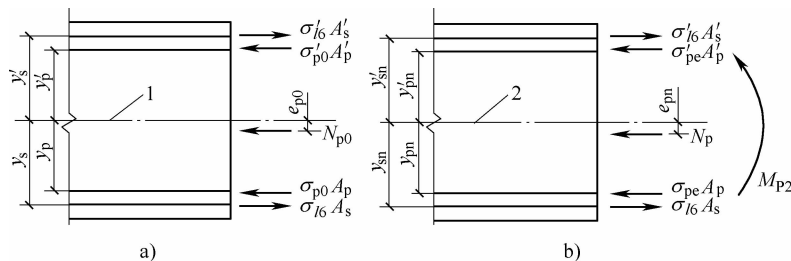


图 6.1.6 预应力钢筋和普通钢筋合力及其偏心距

a) 先张法构件 b) 后张法构件

1—换算截面重心轴 2—净截面重心轴

1 先张法构件

$$N_{p0} = \sigma_{p0} A_p + \sigma'_{p0} A'_p - \sigma_{l6} A_s - \sigma'_{l6} A'_s \quad (6.1.6-1)$$

$$e_{p0} = \frac{\sigma_{p0} A_p y_p - \sigma'_{p0} A'_p y'_p - \sigma_{l6} A_s y_s + \sigma'_{l6} A'_s y'_s}{N_{p0}} \quad (6.1.6-2)$$

2 后张法构件

$$N_p = \sigma_{pe} A_p + \sigma'_{pe} A'_p - \sigma_{l6} A_s - \sigma'_{l6} A'_s \quad (6.1.6-3)$$

$$e_{pn} = \frac{\sigma_{pe} A_p y_{pn} - \sigma'_{pe} A'_p y'_{pn} - \sigma_{l6} A_s y_{sn} + \sigma'_{l6} A'_s y'_{sn}}{N_p} \quad (6.1.6-4)$$

式中 σ_{p0} 、 σ'_{p0} ——受拉区、受压区预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时的预应力钢筋应力，按本规范第 6.1.5 条公式计算；

σ_{pe} 、 σ'_{pe} ——受拉区、受压区预应力钢筋的有效预应力，按本规范第 6.1.5 条公式计算；

A_p 、 A'_p ——受拉区、受压区预应力钢筋的截面面积；

A_s 、 A'_s ——受拉区、受压区普通钢筋的截面面积；

y_p 、 y'_p ——受拉区、受压区预应力钢筋合力点至换算截面重心轴的距离；

y_s 、 y'_s ——受拉区、受压区普通钢筋重心至换算截面重心轴的距离；

y_{pn} 、 y'_{pn} ——受拉区、受压区预应力钢筋合力点至净截面重心轴的距离；

y_{sn} 、 y'_{sn} ——受拉区、受压区普通钢筋重心至净截面重心轴的距离；

σ_{l6} 、 σ'_{l6} ——受拉区、受压区预应力钢筋在各自合力点处由混凝土收缩和徐变引起的预应力损失值，按本规范第 6.2.7 条的规定计算。

注：当公式 (6.1.6-1) 至公式 (6.1.6-4) 中的 $A'_p = 0$ 时，应取式中 $\sigma'_{l6} = 0$ 。

【13.2.6】 计算预应力钢筋的合力和偏心距

条件：某先张法预应力梁，截面尺寸及配筋情况如图 13.2.4 所示。

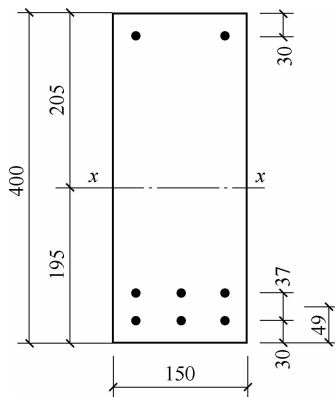


图 13.2.4

受压区：2 Φ 12, $A'_p = 226 \text{ mm}^2$

受拉区：6 Φ 12, $A_p = 678 \text{ mm}^2$

换算截面面积： $A_0 = 64104 \text{ mm}^2$

换算截面重心到梁下边缘的距离： $y_0 = 195 \text{ mm}$

换算截面重心到梁上边缘的距离： $y'_0 = h - y_0 = 400 - 195 = 205 \text{ mm}$

换算截面惯性矩： $I_0 = 898.53 \times 10^6 \text{ mm}^4$

钢筋控制应力： $\sigma_{\text{con}} = 630 \text{ N/mm}^2$

第一批预应力损失值： $\sigma_{l1} = \sigma'_{l1} = 78.7 \text{ N/mm}^2$

要求：(1) 第一批损失出现后预应力钢筋的合力。

(2) 预应力钢筋合力点距换算截面重心的偏心距。

【解答】

(1) 第一批损失出现后预应力钢筋的合力

$$\begin{aligned} N_{p01} &= (\sigma_{\text{con}} - \sigma_{l1}) A_p + (\sigma'_{\text{con}} - \sigma'_{l1}) A'_p \\ &= (630 - 78.7) \times 678 + (630 - 78.7) \times 226 = 498375 \text{ N} \end{aligned}$$

(2) 预应力钢筋合力点距换算截面重心的偏心距 e_{p01}

受拉区预应力钢筋 A_p 的合力点到换算截面重心的距离： $y_p = 195 - 49 = 146 \text{ mm}$

受拉区预应力钢筋 A'_p 的合力点到换算截面重心的距离： $y'_p = 205 - 30 = 175 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} e_{p01} &= \frac{(\sigma_{\text{con}} - \sigma_{l1}) A_p y_p - (\sigma'_{\text{con}} - \sigma'_{l1}) A'_p y'_p}{N_{p01}} \\ &= \frac{(630 - 78.7) \times 678 \times 146 - (630 - 78.7) \times 226 \times 175}{498375} \\ &= 66 \text{ mm} \end{aligned}$$

3. 由预加力产生的构件截面上的应力

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》的规定：

6.1.5 由预加力产生的混凝土法向应力及相应阶段预应力钢筋的应力，应按下列公式计算：

1 先张法构件

由预加力产生的混凝土法向压应力 σ_{pc} 和拉应力 σ_{pt}

$$\sigma_{pc} \text{ 或 } \sigma_{pt} = \frac{N_{p0}}{A_0} \pm \frac{N_{p0}e_{p0}}{I_0}y_0 \quad (6.1.5-1)$$

预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时的预应力钢筋应力

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{p0} &= \sigma_{con} - \sigma_l + \sigma_{l4} \\ \sigma'_{p0} &= \sigma'_{con} - \sigma'_l + \sigma'_{l4} \end{aligned} \right\} \quad (6.1.5-2)$$

相应阶段预应力钢筋的有效预应力

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{pe} &= \sigma_{con} - \sigma_l \\ \sigma'_{pe} &= \sigma'_{con} - \sigma'_l \end{aligned} \right\} \quad (6.1.5-3)$$

2 后张法构件

由预加力产生的混凝土法向压应力 σ_{pc} 和拉应力 σ_{pt}

$$\sigma_{pc} \text{ 或 } \sigma_{pt} = \frac{N_p}{A_n} \pm \frac{N_p e_{pn}}{I_n} y_n \pm \frac{M_{p2}}{I_n} y_n \quad (6.1.5-4)$$

预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时的预应力钢筋应力

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{p0} &= \sigma_{con} - \alpha_l + \alpha_{EP} \sigma_{pc} \\ \sigma'_{p0} &= \sigma'_{con} - \alpha'_l + \alpha_{EP} \sigma'_{pc} \end{aligned} \right\} \quad (6.1.5-5)$$

相应阶段预应力钢筋的有效预应力

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{pe} &= \sigma_{con} - \sigma_l \\ \sigma'_{pe} &= \sigma'_{con} - \sigma'_l \end{aligned} \right\} \quad (6.1.5-6)$$

式中 A_n ——净截面面积，即为扣除管道等削弱部分后的混凝土全部截面面积与纵向普通钢筋截面面积换算成混凝土的截面面积之和；对由不同混凝土强度等级组成的截面，应按混凝土弹性模量比值换算成同一混凝土强度等级的截面面积；

A_0 ——换算截面面积，包括净截面面积 A_n 和全部纵向预应力钢筋截面面积换算成混凝土的截面面积；

N_{p0} 、 N_p ——先张法构件、后张法构件的预应力钢筋和普通钢筋的合力，按本规范公式 (6.1.6-1)、公式 (6.1.6-3) 计算；

I_0 、 I_n ——换算截面惯性矩、净截面惯性矩；

e_{p0} 、 e_{pn} ——换算截面重心、净截面重心至预应力钢筋和普通钢筋合力点的距离，按本规范公式 (6.1.6-2)、公式 (6.1.6-4) 计算；

y_0 、 y_n ——换算截面重心、净截面重心至计算纤维处的距离；

σ_{con} 、 σ'_{con} ——受拉区、受压区预应力钢筋的张拉控制应力，按本规范第 6.1.3 条的规定确定；

σ_l 、 σ'_l ——受拉区、受压区相应阶段的预应力损失值，按本规范第 6.2.2 条至第 6.2.7 条规定计算；使用阶段时为全部预应力损失值；

σ_{l4} 、 σ'_{l4} ——受拉区、受压区由混凝土弹性压缩引起的预应力损失值,按本规范公式(6.2.5-2)计算;

α_{EP} ——预应力钢筋弹性模量 E_p 与混凝土弹性模量 E_c 的比值, E_p 和 E_c 分别按本规范表 3.2.4 和表 3.1.5 采用;

M_{p2} ——由预加力 N_p 在后张法预应力混凝土连续梁等超静定结构中产生的次弯矩。

注:(1)在公式(6.1.5-1)、公式(6.1.5-4)中,右边第二、第三项与第一项的应力方向相同时取正号,相反时取负号,正号为压,负号为拉;

(2)公式(6.1.5-5)中的 σ_{pc} 、 σ'_{pc} 系由 N_p 产生的受拉区、受压区预应力钢筋重心处的混凝土法向应力,按本条公式(6.1.5-1)计算,但式中的 N_{p0} 以 N_p 代替; e_{p0} 按本规范公式(6.1.6-2)计算,该式中的 σ_{p0} 、 σ'_{p0} 、 N_{p0} 以 σ_{pc} 、 σ'_{pc} 、 N_p 代替。

【13.2.7】 计算预压力产生的压应力

条件:同【13.2.6】

要求:求预应力钢筋 A_p 、 A'_p 中心处混凝土的预压应力

【解答】

受拉区预应力钢筋 A_p 中心处混凝土的预压应力

$$\begin{aligned}\sigma_{pc} &= \frac{N_{p01}}{A_0} + \frac{N_{p01} e_{p01}}{I_0} y_p \\ &= \frac{498375}{64104} + \frac{498375 \times 66}{898.53 \times 10^6} \times 146 = 13.1 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

受压区预应力钢筋 A'_p 中心处混凝土的预压应力

$$\begin{aligned}\sigma'_{pc} &= \frac{N_{p01}}{A_0} - \frac{N_{p01} e_{p01}}{I_0} y'_p \\ &= \frac{498375}{64104} - \frac{498375 \times 66}{898.53 \times 10^6} \times 175 = 1.37 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(三) 先张法预应力筋的预应力传递长度

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》规定:

6.1.7 对先张法预应力混凝土构件端部区段进行正截面、斜截面抗裂验算时,预应力传递长度 l_{tr} 范围内预应力钢筋的实际应力值,在构件端部取为零,在预应力传递长度末端取有效预应力值 σ_{pe} ,两点之间按直线变化取值(图 6.1.7)。预应力钢筋的预应力传递长度应按表 6.1.7 采用。

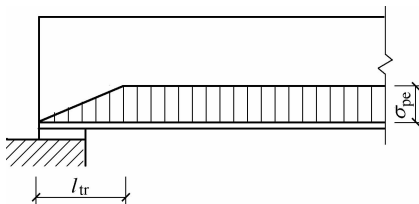


图 6.1.7 预应力钢筋传递长度内有效应力值

表 6.1.7 预应力钢筋的预应力传递长度 l_{tr} (mm)

预应力钢筋种类		混凝土强度等级					
		C30	C35	C40	C45	C50	≥C55
钢绞线	$1 \times 2, 1 \times 3, \sigma_{pe} = 1000\text{MPa}$	$75d$	$68d$	$63d$	$60d$	$57d$	$55d$
	$1 \times 7, \sigma_{pe} = 1000\text{MPa}$	$80d$	$73d$	$67d$	$64d$	$60d$	$58d$
螺旋肋钢丝, $\sigma_{pe} = 1000\text{MPa}$		$70d$	$64d$	$58d$	$56d$	$53d$	$51d$
刻痕钢丝, $\sigma_{pe} = 1000\text{MPa}$		$89d$	$81d$	$75d$	$71d$	$68d$	$65d$

注: 1. 预应力传递长度应根据预应力钢筋放松时混凝土立方体抗压强度 f'_{cu} 确定, 当 f'_{cu} 在表列混凝土强度等级之间时, 预应力传递长度按直线内插取用。

2. 当预应力钢筋的有效预应力值 σ_{pe} 与表值不同时, 其预应力传递长度应根据表值按比例增减。

3. 当采用骤然放松预应力钢筋的施工工艺时, l_{tr} 应从离构件末端 $0.25l_{tr}$ 处开始计算。

真题

【13.2.8】(2002 年考题, 因《规范》改版, 本题有关参数跟着作了相应调整)

当验算先张预应力混凝土结构端部区段截面应力时, 在预应力钢筋传递长度 l_{cr} 范围内, 预应力钢筋的预应力值呈直线变化, 即在构件的端部预应力等于零, 在传递末端预应力值为 $\sigma_{pe} = 1000\text{MPa}$, 现有一先张预应力空心板结构, 采用混凝土强度等级 C55, 预应力钢筋为 $\Phi^{*}15.2$ ($7\Phi 5$) 钢绞线。试问其板端的预应力钢筋传递长度与下列何项数值最为接近?

- (A) $58d$ (B) $60d$ (C) $64d$ (D) $67d$

【答案】(C)

【详解】根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》6.1.7 条表 6.1.7 规定。混凝土强度等级 C55, $\sigma_{pe} = 1000\text{MPa}$ 、 1×7 钢绞线的预应力传递长度 $l_{cr} = 58d$, (A) 正确。

【简解】根据《规范》表 6.1.7, (A) 正确。

三、预应力梁的受力分析与计算内容

(一) 预应力混凝土梁各工作阶段的受力分析

预应力混凝土结构从张拉预应力筋开始, 到承受外荷载, 直至最后破坏, 大致可分为四个工作阶段: 第一阶段为施工阶段 (包括预制、运输、安装); 第二阶段为从受荷开始直到构件出现裂缝前的整体工作阶段; 第三阶段为带裂缝工作阶段; 第四阶段为破坏阶段。每个阶段又包括若干个特征受力过程, 下面将以后张法预应力混凝土梁 (图 13.2.5) 为例, 通过对跨中截面应力状态的描述来说明从张拉钢筋到受荷破坏各个阶段所承受的荷载、预加力大小等梁的抗弯工作性能。

1. 施工阶段

预应力混凝土构件在制作、运输和安装过程中, 将承受不同的荷载。本阶段构件在预应力作用下, 全截面参与工作, 一般处于弹性工作阶段, 可采用材料力学的方法, 并根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》的要求进行设计计算, 但计算中应注意采用相应阶段的混凝土实际强度和相应的截面特性。如后张法构件, 在灌浆前应按混凝土净截面计算; 孔道灌浆并硬结后, 则可按换算截面计算。该阶段又依构件受力条件不同, 可分为预加应力阶

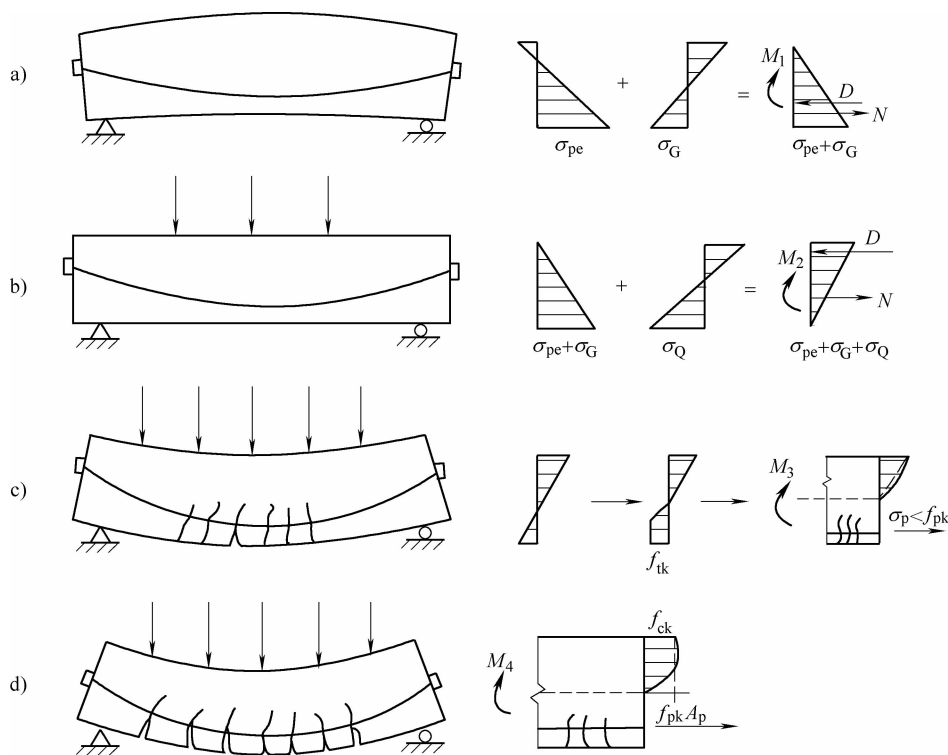


图 13.2.5 预应力混凝土梁各工作阶段的受力情况

段和运输、安装两个阶段。

(1) 预加应力阶段。此阶段是指从预加应力开始，至预加应力结束（即传力锚固）为止。它所承受的荷载主要是偏心预压力（即预加应力的合力） N_{pl} 。对于简支梁，钢筋张拉锚固后，梁受到预加力的作用，由于 N_{pl} 的偏心作用，构件将产生向上的反拱，梁就自然地脱离底模而变为两端支承，形成以梁两端为支点的简支梁，因此梁的自身恒荷载 g_1 也在施加预加力 N_{pl} 的同时一起参加工作（图 13.2.5a）。换句话说，在预加应力阶段梁受到预加力和自重的共同作用。

本阶段预应力筋中的预拉应力将产生部分损失，此即为第一批应力损失 σ_{l1} ，此时的预加力应扣除第一批应力损失。扣除应力损失后的预应力筋中实际存余的应力就是有效预应力。

预加应力阶段梁处于弹性工作阶段，由预加力和自重引起的截面应力 σ_{pe} 和 σ_G ，可按材料力学公式计算。

对后张法构件，因管道尚未灌浆，计算截面应力时应采用扣除管道影响的净截面几何特征值。

$$\sigma_{cc} = \frac{N_{pl}}{A_n} \mp \frac{N_{pl}e_{pn}}{I_n} \pm \frac{M_{gk}}{I_n}y_n \quad (13.2.7)$$

式中 N_{pl} ——传力锚固时的预加力, $N_{pl} = (\sigma_{con} - \sigma_{lI}) A_p$; 此处, A_p 为预应力钢筋的截面面积;

M_{gk} ——计算截面处梁的自重弯矩标准值;

e_{pn} ——相对于净截面重心轴的预加力偏心距;

A_n 、 I_n ——混凝土净截面面积和惯性矩;

y_n ——所求应力点至净截面重心轴的距离。

本阶段的设计计算要求是: ①控制受弯构件上、下缘混凝土的最大拉应力和压应力以及梁腹的主应力都不应超出《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》的规定值; ②控制预应力筋的最大张拉应力; ③保证锚具下混凝土局部承压的容许承载能力大于实际承受的压力, 并有足够的安全度, 以保证梁体不出现水平纵向裂缝。

(2) 运输、安装阶段。此阶段混凝土梁所承受的荷载, 仍是预加力 N_p 和梁的自身恒荷载。但由于引起预应力损失的因素相继增加, N_p 要比预加应力阶段小; 同时梁的自身恒荷载应根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》的规定计入 1.20 或 0.85 的动力系数。构件在运输中的支点或安装时的吊点位置常与正常支承点不同, 故应按梁起吊时自身恒荷载作用下的计算图式进行验算。

为了保证结构在预施应力阶段(构件制造、运输、吊装)的安全, 一般规定在预加力和自重作用下, 截面上边缘不出现拉应力或允许出现有限的拉应力(通常控制在 $0.7f_{tk}$ 以内), 下边缘的压应力亦不能超过《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》规定的允许值。特别需注意验算构件支点或吊点处上缘混凝土的拉应力。

2. 从承受使用荷载到出现裂缝前的整体工作阶段

该阶段是指桥梁建成通车后整个使用阶段。这一工作阶段经历的时间较长, 各项预应力损失将相继全部发生, 并全部完成, 最后在预应力筋中建立相对不变的预拉应力(即扣除全部预应力损失后所剩余的预应力) σ_{pe} , 并将此称为永存预应力。显然, 永存预应力要小于施工阶段的有效预应力值。预应力钢筋中最后保留的有效预加力(永存预加力)为 $N_p = (\sigma_{con} - \sigma_{lI} - \sigma_{lII}) A_p$ 。

试验研究表明, 从承受使用荷载到构件出现裂缝前的整体工作阶段, 梁基本上均处于弹性工作状态。

构件除承受偏心预加力 N_p 和梁的自身恒荷载 g_1 外, 还要承受桥面铺装、人行道、栏杆等后加二期恒荷载 g_2 和车辆、人群等活荷载。此时, 梁截面产生的正应力, 为偏心预加力 N_p 和以上各项荷载所产生的应力之和(图 13.2.5b)。由永存预加力、自重和活荷载引起的截面应力 σ_{pe} 、 σ_G 和 σ_0 , 可按材料力学公式计算。

对后张法构件, 管道中已灌浆, 计算截面应力时应考虑产生应力时管道中的灌浆是否结硬。当荷载在管道中的灌浆未结硬前作用在梁上的, 计算中采用净截面几何特征值; 当荷载在结硬后作用在梁上的, 计算中采用换算截面几何特征值。

$$\begin{aligned} \sigma_{cc} &= \frac{N_p}{A_n} \pm \frac{N_p e_{pn}}{I_n} \pm \frac{M_{gk}}{I_n} y_n \pm \frac{M_{qk}}{I_0} y_0 \\ \sigma_{ct} &= \frac{N_p}{A_n} \pm \frac{N_p e_{pn}}{I_n} \pm \frac{M_{gk}}{I_n} y_n \pm \frac{M_{qk}}{I_0} y_0 \end{aligned} \quad (13.2.8)$$

式中 N_p ——预应力钢筋的永存预加力, $N_p = (\sigma_{con} - \sigma_{lI} - \sigma_{lII}) A_p$;

M_{qk} ——计算截面梁的活荷载弯矩标准值;

A_n 、 I_n ——构件净截面面积和惯性矩;

A_n 、 I_0 ——构件换算截面面积和惯性矩；

y_n 、 y_0 ——所求应力点至净截面重心轴和换算截面重心轴的距离。

按上式计算的各项应力叠加后的应力图示于图 13.2.5b。

本阶段根据构件受力后的特征，又可分为如下几个受力状态。

(1) 加载至受拉边缘混凝土预压应力为零。构件仅在永存预加力 N_p （即永存预应力 σ_{pe} 的合力）作用下，其下边缘混凝土的有效预压应力为 σ_{pe} 。当构件加载至某一特定荷载，在控制截面上所产生的弯矩 M_0 ，当 M_0 使其下边缘混凝土的预压应力 σ_{pe} ，恰被抵消为零时，则下式成立，即

$$M_0 = \sigma_{pe} W_0 \quad (13.2.9)$$

式中 M_0 ——由外荷载（恒荷载和活荷载）引起，恰好使受拉边缘混凝土应力为零的弯矩；

σ_{pe} ——由永存预加力 N_p 在梁下边缘产生的混凝土有效预压应力；

W_0 ——换算截面对受拉边的弹性抵抗矩。

一般把在 M_0 作用下控制截面上的应力状态，称为消压状态，而把 M_0 称为消压弯矩。应当注意，受弯构件在消压弯矩 M_0 和预加力 N_{pe} 的共同作用下，只有下边缘纤维的混凝土应力为零（消压），而截面上其他点的应力都不为零（都不消压），如图 13.2.5b 所示。

(2) 加载至受拉区裂缝即将出现。当构件在消压状态后继续加载，并使受拉区混凝土应力达到抗拉极限强度 f_{tk} 时的应力状态，称为裂缝即将出现状态，此时荷载产生的弯矩就称为抗裂弯矩 M_{cr} 。

如果把受拉区边缘混凝土应力从零增加到应力为 f_{tk} 所需的外弯矩用 M_f 表示，则 M_{cr} 为 M_0 与 M_f 之和，即

$$M_{cr} = M_0 + M_f \quad (13.2.10)$$

式中 M_f ——相当于同截面钢筋混凝土梁的裂缝弯矩。

可以看出：在消压状态出现后，预应力混凝土梁的受力情况，就如同普通钢筋混凝土梁一样了。但是由于预应力混凝土梁的抗裂弯矩 M_{cr} 要比同截面、同材料的普通钢筋混凝土梁的抗裂弯矩多一个消压弯矩 M_0 。因而，在外荷载作用下可以大大推迟裂缝的出现，这说明了预应力混凝土梁的优越性。

荷载作用后，梁的上缘保持较大的压应力，其数值应小于《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》规定的允许值。梁的下缘有可能应力为零或保持较小的压应力，也可能出现小于某一个允许值的有限拉应力。

对全预应力混凝土构件，在荷载短期效应组合作用下控制截面下边缘的压应力必须大于等于零（即不允许出现拉应力）。

对 A 类部分预应力混凝土构件，在荷载短期效应组合作用下截面下边缘允许出现小于某一个允许值的有限拉应力（一般控制 $\sigma_{ct} \leq 0.7f_{tk}$ ）。

3. 带裂缝工作阶段

当荷载继续增加时，梁的受拉区很快进入塑性状态，当拉应力达到混凝土抗拉强度极限时，梁的下缘就会出现裂缝（图 13.2.5c）。裂缝的出现，标志着混凝土中用以抵消拉应力的预压应力储备大部分已被抵消。随着荷载增加，裂缝进一步向纵深发展，混凝土受压区逐渐缩小。裂缝宽度不断扩大，梁的变形不断加大，预应力混凝土梁逐渐地转变为钢筋混凝土梁。

B 类部分预应力混凝土构件，在荷载短期效应组合作用下截面下边缘允许出现裂缝，但应

控制裂缝宽度小于某个允许值（一般控制裂缝宽度 $W_f \leq 0.1 \sim 0.15\text{mm}$ ）。带裂缝工作的初期阶段，梁受压区混凝土基本上仍处于弹性工作阶段。B类部分预应力混凝土构件开裂后的截面应力，可按开裂的钢筋混凝土弹性体计算。

4. 破坏阶段

梁开梁后，再继续增加荷载，混凝土的压应力和钢筋中的拉应力均增长很快，受压区混凝土进入塑性状态，应力图呈曲线形（图 13.2.5d）。随着荷载的增加，钢筋应力进一步加大，当钢筋应力接近和达到其抗拉强度极限值时，裂缝继续向上扩展，混凝土受压高度迅速减少，最后混凝土应力达到其抗压强度极限，导致梁的破坏。

预应力混凝土受弯构件在破坏时预加应力损失殆尽，故其应力状态和普通混凝土构件相类似，其计算方法也基本相同。

试验表明：在正常配筋的范围内，预应力混凝土梁的破坏弯矩 M ，主要与构件的组成材料和受力性能有关，而与是否在受拉区钢筋中施加预拉应力的关系不大。其破坏弯矩值与同条件普通钢筋混凝土梁的破坏弯矩值几乎相同。这说明预应力混凝土结构并不能超越其本身材料强度能力，而只是大大改善了结构在正常使用阶段的工作性能。

通过对预应力混凝土梁各不同工作阶段的受力分析可以看出，第一和第二工作阶段预应力混凝土构件处于弹性工作阶段，截面应力可按材料力学公式计算。第三工作阶段是个过渡阶段，第三阶段初期的截面应力可按开裂的钢筋混凝土弹性体计算。预应力全部耗尽后，梁已转变为钢筋混凝土构件，进入第四工作阶段，处于塑性工作状态。因而，预应力混凝土受弯构件最后破坏阶段的承载力计算，实质上是钢筋混凝土结构问题。具体计算时，应针对构件所处的不同工作阶段特点，采用不同的计算方法。

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》将施工阶段的受力状况称为“短暂状况”，桥涵建成后的三个阶段合称“持久状况”。

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》规定：

1.0.6 公路桥涵应考虑以下三种设计状况及其相应的极限状态设计：

1 持久状况：桥涵建成后承受自重、车辆荷载等持续时间很长的状况。该状况桥涵应作承载力极限状态和正常使用极限状态设计。

2 短暂状况：桥涵施工过程中承受临时性作用（或荷载）的状况。该状况桥涵应作承载力极限状态设计，必要时才作正常使用极限状态设计。

3 偶然状况：在桥涵使用过程中偶然出现的如罕遇地震的状况。该状况桥涵仅作承载力极限状态设计。

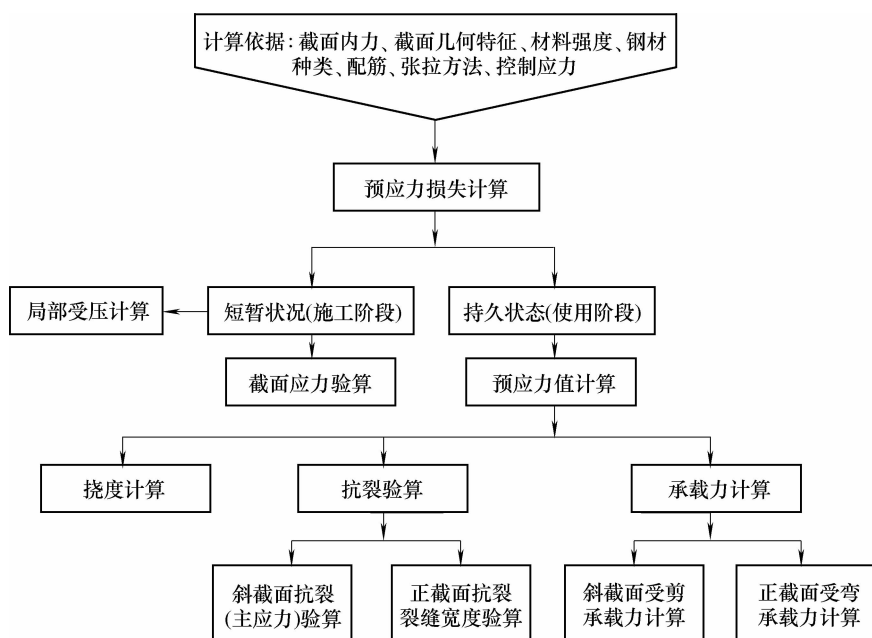
（二）预应力混凝土结构设计计算的主要内容

根据上述对四个阶段预应力构件受力情况的分析，已经可以看到，预应力混凝土结构设计计算应包括两部分。

第一部分为各类预应力混凝土构件均要计算的内容，下列框图列出了这部分计算内容。

第二部分为吊车梁和桥梁所需考虑内容，即吊车梁的疲劳验算或持久状况使用阶段构件截面的应力控制。

现对第一部分内容作简要介绍。



1. 持久状况承载能力极限状态计算

预应力混凝土受弯构件的承载能力极限状态计算，包括两部分内容。

1) 正截面承载力计算。

2) 斜截面承载力计算，包含斜截面抗剪承载力和斜截面抗弯承载力计算两种情况。

在分析预应力混凝土梁破坏阶段的应力状态时已经指出，预应力全部耗尽后，梁已经转变为钢筋混凝土构件，进入第四工作阶段，处于塑性工作状态。所以，预应力混凝土受弯构件承载力计算，实质上是钢筋混凝土结构问题。钢筋混凝土受弯构件正截面和斜截面承载力计算图式及计算方法，原则上都可推广用于预应力混凝土结构计算。

此外，对后张法预应力混凝土结构，还应对锚具下局部应力进行验算。

《规范》对承载能力极限状态计算时，荷载效应和材料强度的取法有明确确定：

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》的规定：

5.1.1 公路桥涵的持久状况设计应按承载能力极限状态的要求，对构件进行承载力及稳定计算，必要时尚应进行结构的倾覆和滑移的验算。在进行承载能力极限状态计算时，作用（或荷载）的效应（其中汽车荷载应计入冲击系数）应采用其组合设计值；结构材料性能采用其强度设计值。

5.1.5 桥梁构件的承载能力极限状态计算，应采用下列表达式：

$$\gamma_0 S \leq R \quad (5.1.5-1)$$

$$R = R(f_d, \alpha_d) \quad (5.1.5-2)$$

式中 γ_0 ——桥梁结构的重要性系数，按公路桥涵的设计安全等级，一级、二级、三级分别取用 1.0、1.0、0.9；桥梁的抗震设计不考虑结构的重要性系数；

S ——作用（或荷载）效应（其中汽车荷载应计入冲击系数）的组合设计值，当进行预应力混凝土连续梁等超静定结构的承载能力极限状态计算时，公式（5.1.5-1）中的作用（或荷载）效应项应改为 $\gamma_0 S + \gamma_p S_p$ ，其中 S_p 为预应力（扣除全部预应力损失）引起的次效应； γ_p 为预应力分项系数，当预应力效应对结构有利时，取 $\gamma_p = 1.0$ ；对结构不利时，取 $\gamma_p = 1.2$ ；

R ——构件承载力设计值；

$R(\cdot)$ ——构件承载力函数；

f_d ——材料强度设计值；

α_d ——几何参数设计值，当无可靠数据时，可采用几何参数标准值 α_k ，即设计文件规定值。

真题

【13.2.9】（2005 年考题）

当对某预应力混凝土连续梁进行持久状况下承载能力极限状态计算时，下列关于作用效应是否计入汽车车道活荷载冲击系数和预应力次效应的不同意见，其中何项正确？

(A) 二者全计入

(B) 前者计入，后者不计入

(C) 前者不计入，后者计入

(D) 前者不计入，后者不计入

【答案】(A)

【详解】根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》第 5.1.5 条，“作用（或荷载）效应（其中汽车荷载应计入冲击系数）的组合设计值，当进行预应力混凝土连续梁等超静定结构的承载能力极限状态计算时，公式（5.1.5-1）中的作用（或荷载）效应项应改为 $\gamma_0 S + \gamma_p S_p$ ，其中 S_p 为预应力（扣除全部预应力损失）引起的次效应； γ_p 为预应力分项系数”。故应计入冲击系数和应计入预应力引起的次效应，(A) 正确。

【简解】根据《规范》5.1.5 条，(A) 正确。

2. 持久状况正常使用极限状态计算

预应力混凝土受弯构件正常使用极限状态计算包括抗裂及裂缝宽度验算和变形验算两部分。

(1) 抗裂及裂缝宽度验算。

1) 抗裂验算。全预应力混凝土及 A 类部分预应力混凝土构件的抗裂性验算是通过荷载短期效应组合作用下，正截面混凝土法向拉应力和斜截面混凝土主拉应力来控制的。全预应力混凝土和 A 类部分预应力混凝土构件，在荷载短期效应组合作用下，处于第二工作阶段，全截面参与工作，截面应力（法向拉应力和主拉应力）可按材料力学公式计算

2) 裂缝宽度验算。B 类部分预应力混凝土构件在荷载短期效应组合作用下的裂缝宽度，应小于《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》规定的允许值。

(2) 变形验算。预应力混凝土受弯构件在正常使用极限状态下的挠度，可根据给定的构件刚度用结构力学方法计算。

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》对正常使用极限状态计算时荷载效应的取法有明确规定：

6.1.1 公路桥涵的持久状况设计应按正常使用极限状态的要求,采用作用(或荷载)的短期效应组合、长期效应组合或短期效应组合并考虑长期效应组合的影响,对构件的抗裂、裂缝宽度和挠度进行验算,并使各项计算值不超过本规范规定的各相应限值。在上述各种组合中,汽车荷载效应可不计冲击系数。

在预应力混凝土构件中,预应力应作为荷载考虑,荷载分项系数取为1.0。对连续梁等超静定结构,尚应计入由预应力、温度作用等引起的次效应。

3. 短暂状态构件应力验算

预应力混凝土构件自预加应力至使用荷载作用经历几个不同的受力阶段,各受力阶段均有其不同的受力特点。如预加应力阶段(制造阶段)构件截面受到最大预加力作用,从一开始施加预应力起,其预应力钢筋和混凝土就已处于高应力状态,构件截面是否能经受高应力状态下的考验;构件制造好后在运输和安装过程中能否经受动载的冲击作用;构件安装就位后承受二期恒荷载及使用荷载的作用,是否满足正常作用时的应力要求,尤其是活荷载作用下的疲劳性能要求。因此,为了保证构件在各个阶段的工作安全可靠,除了对其破坏阶段进行承载能力计算外,还必须对使用阶段和施工阶段按正常使用极限状态分别进行正截面和斜截面应力计算。

短暂状态构件应力计算是对每一个预应力混凝土结构均需进行的。

预应力混凝土受弯构件按短暂状况设计时,应对构件的应力进行验算。《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》的规定是:

7.2.1 桥梁构件按短暂状况设计时,应计算其在制作、运输及安装等施工阶段,由自重、施工荷载等引起的正截面和斜截面的应力,并不应超过本节规定的限值。施工荷载除有特别规定外均采用标准值,当有组合时不考虑荷载组合系数。

当用吊机(车)行驶于桥梁进行安装时,应对已安装就位的构件进行验算,吊机(车)应乘以1.15的荷载系数,但当由吊机(车)产生的效应设计值小于按持久状况承载能力极限状态计算的荷载效应组合设计值时,则可不必要验算。

预应力混凝土受弯构件按短暂状况设计,处于第一工作阶段(即预施应力作用阶段),截面应力可按材料力学公式确定。

四、使用阶段正截面抗裂验算

抗裂验算的目的是通过控制截面的拉应力,使全预应力混凝土构件和A类部分预应力混凝土构件不出现裂缝。预应力混凝土结构的抗裂验算包括正截面抗裂验算和斜截面抗裂验算两部分。

(一) 全预应力混凝土构件

对于严格要求不出现裂缝的构件,应当采用全预应力混凝土构件。

全预应力混凝土构件的正截面抗裂验算是选取若干控制截面(例如,简支梁的跨中截面,连续梁的跨中和支点截面等),计算在作用(或荷载)短期效应组合作用下截面边缘混凝土的法向拉应力,并要求其满足《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》规定的限制条件,实现控制截面受拉边缘不出现拉应力的要求。

6.3.1

1 正截面抗裂应对构件正截面混凝土的拉应力进行验算, 并应符合下列要求:

1) 全预应力混凝土构件, 在作用(或荷载)短期效应组合下

$$\text{预制构件} \quad \sigma_{st} - 0.85\sigma_{pc} \leq 0 \quad (6.3.1-1)$$

分段浇筑或砂浆接缝的纵向分块构件

$$\sigma_{st} - 0.80\sigma_{pc} \leq 0 \quad (6.3.1-2)$$

式中 σ_{st} ——在作用(或荷载)短期效应组合下构件抗裂验算边缘混凝土的法向拉应力, 按本规范公式(6.3.2-1)计算;

σ_{pc} ——扣除全部预应力损失后的预加力在构件抗裂验算边缘产生的混凝土预压应力, 按本规范第6.1.5条规定计算。

全预应力混凝土构件在作用(或荷载)短期效应组合作用下, 全截面参加工作, 构件处于弹性工作阶段。截面应力可按材料力学公式计算。《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》6.3.2条就是根据材料力学的公式规定了构件抗裂验算边缘混凝土的法向拉应力计算方法。

6.3.2 受弯构件由作用(或荷载)产生的截面抗裂验算边缘混凝土的法向拉应力, 应按下列公式计算:

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{W_0} \quad (6.3.2-1)$$

$$\sigma_{lt} = \frac{M_l}{W_0} \quad (6.3.2-2)$$

式中 M_s ——按作用(或荷载)短期效应组合计算的弯矩值;

M_l ——按荷载长期效应组合计算的弯矩值, 在组合的活荷载弯矩中, 仅考虑汽车人群等直接作用于构件的荷载产生的弯矩值。

注: 后张法构件在计算预施应力阶段由构件自重产生的拉应力时, 公式(6.3.2-1)、式(6.3.2-2)中的 W_0 可改用 W_n , W_n 为构件净截面抗裂验算边缘的弹性抵抗矩。

真题

【13.2.10】(2006年考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改写成一道独立题)

某一级公路上有一座计算跨径为40m的预应力混凝土箱形截面简支梁桥。混凝土强度等级为C50。横断面布置如图13.2.6所示。

计算该后张法预应力混凝土简支箱形截面梁桥的跨中断面时, 所采用的有关数值为: $A_0 = 9.6\text{m}^2$, $h = 2.25\text{m}$, $I_0 = 7.75\text{m}^4$; 中性轴至上翼缘边缘距离为 $y' = 0.95\text{m}$, 至下翼缘边缘距离为 $y = 1.3\text{m}$; 混凝土强度等级为C50, $E_c = 3.45 \times 10^4\text{MPa}$; 预应力钢束合力点距下边缘距离为 $a = 0.3\text{m}$ 。假定, 在正常使用极限状态短期效应组合作用下, 跨中断面弯矩永久作用标准值与可变作用频遇值的组合设计值 $S_{sd} = 85000\text{kN} \cdot \text{m}$, 试问, 该箱形截面梁桥按全预应力混凝土构件设计时, 跨中断面所需的永久有效最小预应力值 N_p (kN), 应与下列何项数值最为接近?

(A) 61000

(B) 61500

(C) 61700

(D) 62000

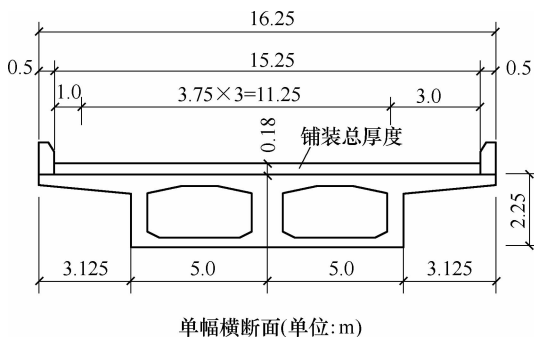


图 13.2.6 箱形截面简支梁桥

【答案】 (C)

【详解】

(1) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》6.1.5条, 计算由预应力引起的跨中断面下翼缘边缘的压应力 σ_{pc} 为

$$\sigma_{pc} = \frac{N_p}{A_0} + \frac{N_p e}{I_0} \times y = N_p \left(\frac{1}{A_0} + \frac{ey}{I_0} \right)$$

此处: 中性轴至下翼缘边缘距离为 $y = 1.3\text{m}$; 预应力钢束合力点距下边缘距离为 $a = 0.3\text{m}$; 中性轴至预应力钢束合力点距离 $e = y - a = 1.3 - 0.3 = 1.0\text{m}$ 。

(2) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》6.3.2条, 计算由外荷载 $S_{sd} = 85000\text{kN} \cdot \text{m}$ 引起的跨中断面下翼缘边缘的拉应力 σ_{st}

$$\sigma_{st} = \frac{S_{sd}}{W_0} = \frac{S_{sd} y}{I_0} = \frac{85000 \times 1.3}{7.75} = 14258.06\text{kN/m}^2$$

此处: 中性轴至下翼缘边缘距离为 $y = 1.3\text{m}$; 截面惯性矩 $I_0 = 7.75\text{m}^4$ 。

(3) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》式 (6.3.1), $\sigma_{st} - 0.85\sigma_{pc} = 0$, 推导得公式

$$\sigma_{st} - 0.85 N_p \left(\frac{1}{A_0} + \frac{ey}{I_0} \right) = 0$$

(4) 将 $A_0 = 9.6\text{m}^2$, $I_0 = 7.75\text{m}^4$, $e = 1.0\text{m}$, $y = 1.3\text{m}$ 代入上式

$$14258 - 0.85 \times N_p \left(\frac{1}{9.6} + \frac{1.0 \times 1.3}{7.75} \right) = 0$$

解得 $N_p = 61693\text{kN}$, (C) 正确。

【简解】

$$(1) \sigma_{pc} = \frac{N_p}{A_0} + \frac{N_p e}{I_0} \times y = N_p \left(\frac{1}{A_0} + \frac{ey}{I_0} \right)$$

$$(2) \sigma_{st} = \frac{S_{sd}}{W_0} = \frac{S_{sd} y}{I_0} = \frac{85000 \times 1.3}{7.75} = 14258.06\text{kN/m}^2$$

$$(3) \sigma_{st} - 0.85 N_p \left(\frac{1}{A_0} + \frac{ey}{I_0} \right) = 0$$

$$(4) 14258 - 0.85 \times N_p \left(\frac{1}{9.6} + \frac{1.0 \times 1.3}{7.75} \right) = 0$$

(5) 解得 $N_p = 61693\text{kN}$, (C) 正确。

(二) 部分预应力混凝土 A 类构件

对部分预应力混凝土 A 类构件,《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》规定:在作用(或荷载)短期效应组合下,克服了混凝土的有效预压应力后,构件截面混凝土可以出现拉应力,但拉应力应小于混凝土抗拉强度标准值的 70%。在荷载长期效应组合下构件截面混凝土不允许出现拉应力。

6.3.1

1 正截面抗裂应对构件正截面混凝土的拉应力进行验算,并应符合下列要求:

2) A 类预应力混凝土构件,在作用(或荷载)短期效应组合下

$$\sigma_{st} - \sigma_{pc} \leq 0.7f_{tk} \tag{6.3.1-3}$$

但在荷载长期效应组合下

$$\sigma_{lt} - \sigma_{pc} \leq 0 \tag{6.3.1-4}$$

式中 σ_{st} ——在作用(或荷载)短期效应组合下构件抗裂验算边缘混凝土的法向拉应力,按本规范公式(6.3.2-1)计算;

σ_{lt} ——在荷载长期效应组合下构件抗裂验算边缘混凝土的法向拉应力,按本规范公式(6.3.2-2)计算;

σ_{pc} ——扣除全部预应力损失后的预加力在构件抗裂验算边缘产生的混凝土预压应力,按本规范第 6.1.5 条规定计算;

f_{tk} ——混凝土的抗拉强度标准值,按本规范表 3.1.3 采用。

注:(1) 本条规定的荷载长期效应组合系指结构自重和直接施加于桥上的活荷载产生的效应组合,不考虑间接施加于桥上的其他作用效应。

【13.2.11】 后张法预应力 T 形截面梁的跨中截面抗裂验算

条件:某后张法预应力混凝土 T 形截面梁,已知跨中截面的一些基本参数见表 13.2.3 ~ 表 13.2.5。

表 13.2.3 跨中截面的净截面、换算截面几何特性表

跨中截面	A/cm^2	y_s/cm	y_x/cm	e_p/cm	I/cm^4	W/cm^3		
						$W_s = I/y_s$	$W_x = I/y_x$	$W_p = I/e_p$
净截面	4989	62.9	112.1	98.2	181.793×10^5	2.890×10^5	1.622×10^5	1.851×10^5
换算截面	5293	68.5	106.5	92.6	209.438×10^5	3.057×10^5	1.967×10^5	2.262×10^5

注: y_s ——截面重心轴到构件上边缘的距离。
 y_x ——截面重心轴到构件下边缘的距离。
 e_p ——预应力钢筋合力点到截面重心的距离。

表 13.2.4 跨中截面钢束预应力损失平均值

预加应力阶段 $\sigma_{II} = \sigma_{II} + \sigma_{I2} + \sigma_{I4}/\text{MPa}$				使用阶段 $\sigma_{III} = \sigma_{I5} + \sigma_{I6}/\text{MPa}$		
σ_{II}	σ_{I2}	σ_{I4}	σ_{III}	σ_{I5}	σ_{I6}	σ_{III}
128.0	30.0	62.0	220.0	54.0	162.0	216.0

表 13.2.5 跨中截面的内力标准值

荷载类型	$M_{\max}/(\text{kN} \cdot \text{m})$	荷载类型	$M_{\max}/(\text{kN} \cdot \text{m})$
主梁恒荷载 g_1	1533.7	人群 q	256.7
第二阶段(后加)恒荷载 g_2	587.8	公路-II级 $(1+\mu)p$	1123.6

钢束张拉锚下控制应力 $\sigma_{\text{con}} = 0.75f_{\text{pk}}$

采用 $\phi 5\text{mm}$ 高强钢丝为预应力筋束 $f_{\text{pk}} = 1570\text{N}/\text{mm}^2$, $E_{\text{p}} = 2.05 \times 10^5\text{N}/\text{mm}^2$

钢丝束的截面面积 $A_{\text{p}} = 3297\text{mm}^2$

混凝土采用 C40, $E_{\text{c}} = 3.25 \times 10^4\text{N}/\text{mm}^2$, $f_{\text{tk}} = 2.4\text{N}/\text{mm}^2$, $f_{\text{ck}} = 26.8\text{N}/\text{mm}^2$

预应力钢筋与混凝土的弹性模量之比

$$\alpha_{\text{Ep}} = \frac{E_{\text{p}}}{E_{\text{c}}} = \frac{2.05 \times 10^5}{3.25 \times 10^4} = 6.31$$

要求: 正截面抗裂验算

【解答】 正截面抗裂验算以跨中截面受拉边的正应力控制。在荷载短期效应组合作用下应满足:

$$\sigma_{\text{st}} - 0.85\sigma_{\text{pc}} \leq 0$$

(1) σ_{st} 为在荷载短期荷载效应组合作用下, 截面受拉边的应力

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{st}} &= \frac{M_{\text{g1k}}}{I_{\text{n}}} y_{\text{nx}} + \frac{M_{\text{s}}}{I_0} y_{0\text{x}} = \frac{M_{\text{g1k}}}{W_{\text{nx}}} + \frac{M_{\text{s}}}{W_{0\text{x}}} \\ &= \frac{1533.7 \times 10^6}{2.89 \times 10^8} + \frac{1547.5 \times 10^6}{3.057 \times 10^8} = 5.31 + 5.06 = 10.37\text{N}/\text{mm}^2\end{aligned}$$

$$M_{\text{g1k}} = 1533.7\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned}M_{\text{s}} &= M_{\text{g2k}} + 0.7 \times M_{\text{pk}}/(1+\mu) + M_{\text{qk}} \\ &= 587.8 + 0.7 \times 1123.6/1.1188 + 256.7 = 1547.5\text{kN} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

(2) σ_{pc} 为截面下边缘的有效预压应力

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{pc}} &= \frac{N_{\text{p}}}{A_{\text{n}}} + \frac{N_{\text{p}} e_{\text{pn}}}{W_{\text{nx}}} \\ &= \frac{2446.4 \times 10^3}{4989 \times 10^2} + \frac{2446.6 \times 10^3 \times 982}{2.89 \times 10^8} \\ &= 4.90 + 8.31 = 13.21\text{N}/\text{mm}^2\end{aligned}$$

$$N_{\text{p}} = \sigma_{\text{pe}} A_{\text{p}} = (1178 - 220 - 216) \times 3297 = 2446374\text{N} = 2446.4\text{kN}$$

(3) $\sigma_{\text{st}} - 0.85\sigma_{\text{pc}} = 10.37 - 0.85 \times 13.21 = -0.86\text{N}/\text{mm}^2 < 0$

计算结果表明, 正截面抗裂满足要求。

五、使用阶段构件的挠度验算

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》的规定是:

6.5.1 钢筋混凝土和预应力混凝土受弯构件，在正常使用极限状态下的挠度，可根据给定的构件刚度用结构力学的方法计算。

6.5.2 受弯构件的刚度可按式计算：

2 预应力混凝土构件

1) 全预应力混凝土和 A 类预应力混凝土构件

$$B_0 = 0.95 E_c I_0 \quad (6.5.2-3)$$

2) 允许开裂的 B 类预应力混凝土构件

在开裂弯矩 M_{cr} 作用下 $B_0 = 0.95 E_c I_0 \quad (6.5.2-4)$

在 $(M_s - M_{cr})$ 作用下 $B_{cr} = E_c I_{cr} \quad (6.5.2-5)$

开裂弯矩 M_{cr} 按下式计算：

$$M_{cr} = (\sigma_{pc} + \gamma f_{tk}) W_0 \quad (6.5.2-6)$$

$$\gamma = \frac{2S_0}{W_0} \quad (6.5.2-7)$$

式中 S_0 ——全截面换算截面重心轴以上（或以下）部分面积对重心轴的面积矩；

σ_{pc} ——扣除全部预应力损失预应力钢筋和普通钢筋合力 N_{p0} 在构件抗裂边缘产生的混凝土预压应力，先张法构件和后张法构件均按本规范公式（6.1.5-1）计算，但后张法构件采用净截面；该式中的 N_{p0} 与本规范第 6.4.4 条同样办理；

W_0 ——换算截面抗裂边缘的弹性抵抗矩。

注：对变截面连续梁，当支座截面刚度不大于跨中截面刚度的两倍时，构件刚度仍可采用跨中截面刚度。

真题

【13.2.12】（2000 年考题，因《规范》改版，故本题有关参数跟着作了相应调整）

按全预应力混凝土构件设计的简支梁桥，变形验算时，在活荷载作用下载面的几何特性应为以下何项所示？（ E_c 为混凝土弹性模量， I_{cr} 为开裂截面换算惯性矩， I_0 为构件换算截面惯性矩）

- (A) $E_c I_0$ (B) $E_c I_{cr}$ (C) $0.95 E_c I_0$ (D) $0.95 E_c I_{cr}$

【答案】 (C)

【详解】 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》6.5.2 条式（6.5.2-3），全预应力混凝土受弯构件的刚度 $B_0 = 0.95 E_c I_0$ ，(C) 正确。

【简解】 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》式（6.5.2-3），(C) 正确。

【13.2.13】 计算跨中截面活荷载挠度

条件：某座计算跨径为 40m 的全预应力混凝土箱形截面简支梁桥，计算跨径为 39.5m，设计车道为单向四车道。横断面布置如图 13.2.7 所示。汽车荷载采用公路-I 级。已知车道荷载集中荷载的标准值 $P_k = 320\text{kN}$ ，均布荷载标准值 $q_k = 10.5\text{kN/m}$ 。已知该主梁全截面换算惯性矩 $I_0 = 5.3377\text{m}^4$ ，面积 $A = 9.395\text{m}^2$ ，取 $E_c = 3.45 \times 10^4\text{MPa}$ 。

(一) 应力计算

7.2.7 预应力混凝土受弯构件按短暂状况计算时,由预应力和荷载产生的法向应力可按本规范第 6.1.5 条和第 7.1.3 条的公式进行计算。此时,预应力钢筋应扣除相应阶段的预应力损失,荷载采用施工荷载,截面性质按本规范第 6.1.4 条的规定采用。

1. 预加力产生的混凝土法向压应力及预应力钢筋的应力

先张法构件预应力钢筋放张瞬间混凝土受到的压应力最大。由于先张法构件放张时预应力钢筋、普通钢筋、混凝土同步变形,所以应该采用换算截面几何特性。

后张法构件在施加预应力时,预应力钢筋未与构件结成整体,预应力钢筋的变形与混凝土和普通钢筋的变形步调不一致,因此后张法构件在此阶段应该采用净截面几何特性。

这时预加力应扣除第一批应力损失,考虑该阶段的预应力损失以后,按材料力学的方法求得有效偏心预加力产生的混凝土法向压应力和法向拉应力。

2. 构件自重及施工荷载产生的法向应力

7.1.3 全预应力混凝土和 A 类预应力混凝土受弯构件,由作用(或荷载)标准值产生的混凝土法向应力和预应力钢筋的应力,应按下列公式计算:

1 混凝土法向压应力 σ_{kc} 和拉应力 σ_{kl}

$$\sigma_{kc} \text{ 或 } \sigma_{kl} = \frac{M_k}{I_0} y_0 \quad (7.1.3-1)$$

2 预应力钢筋应力

$$\sigma_p = \sigma_{EP} \sigma_{kl} \quad (7.1.3-2)$$

式中 M_k ——按作用(或荷载)标准值组合计算的弯矩值;

y_0 ——构件换算截面重心轴至受压区或受拉区计算纤维处的距离。

注:计算预应力钢筋的应力时,公式(7.1.3-2)中的 σ_{kl} 应为最外层钢筋重心处的混凝土拉应力。

3. 运输吊装阶段

如果构件在堆放、运输和安装时的支点(吊点)位置与设计位置差别较大,甚至发生构件翻倒等情况,都会改变构件自重引起弯矩值,从而导致构件的预拉区法向拉应力过大。梁的预拉区可能会出现裂缝,甚至有造成梁断裂的危险。故应针对运输吊装阶段的受力情况进行验算,计算时构件自重应乘以动力系数。

7.2.2 当进行构件运输和安装计算时,构件自重应乘以动力系数。动力系数应按《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)的规定采用。

《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)的规定:

4.1.10 构件在吊装、运输时,构件重力应乘以动力系数 1.2 或 0.85,并可视构件具体情况作适当增减。

(二) 应力控制

对预拉区不允许出现裂缝的构件或预压时全截面受压的构件,在预加力、自重及施工荷载(必要时应考虑动力系数)作用下,其截面边缘的混凝土法向应力应符合下列规定。

7.2.8 预应力混凝土受弯构件,在预应力和构件自重等施工荷载作用下截面边缘混凝土的法向应力应符合下列规定:

1 压应力

$$\sigma'_{cc} \leq 0.70f'_{ck}$$

2 拉应力

1) 当 $\sigma'_{ct} \leq 0.70f'_{tk}$ 时,预拉区应配置其配筋率不小于 0.2% 的纵向钢筋;

1) 当 $\sigma'_{ct} = 1.15f'_{tk}$ 时,预拉区应配置其配筋率不小于 0.4% 的纵向钢筋;

3) 当 $0.70f'_{tk} < \sigma'_{ct} < 1.15f'_{tk}$ 时,预拉区应配置的纵向钢筋配筋率按以上两者直线内插取用。拉应力 σ'_{ct} 不应超过 $1.15f'_{tk}$ 。

上述配筋率为 $\frac{A'_s + A'_p}{A}$,先张法构件计入 A'_p ,后张法构件不计 A'_p , A'_p 为预拉区预应力钢筋截面面积; A'_s 为预拉区普通钢筋截面面积; A 为构件毛截面面积。

式中 σ'_{cc} 、 σ'_{ct} ——按短暂状况计算时截面预压区、预拉区边缘混凝土的压应力、拉应力;

f'_{ck} 、 f'_{tk} ——与制作、运输、安装各施工阶段混凝土立方体抗压强度 f'_{cu} 相应的轴心抗压强度、轴心抗拉强度标准值,可按本规范表 3.1.3 直线插入取用。

预拉区的纵向钢筋宜采用带肋钢筋,其直径不宜大于 14mm,沿预拉区的外边缘均匀布置。

【13.2.14】 后张法预应力 T 形截面梁的跨中截面应力验算 (短暂状态)

条件:同【13.2.13】

要求:验算跨中截面的应力。

【解答】 预应力混凝土结构按短暂状态设计时,应计算构件在制造、运输及安装等施工阶段,由预加力 (扣除相应的应力损失)、构件自重及其他施工荷载引起的截面应力。对简支梁,以跨中截面上、下缘混凝土正应力控制。

(1) 上缘混凝土应力。根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》7.2.8 条的规定

$$\sigma'_{cc} = \frac{N_{pl}}{A_n} - \frac{N_{pl}e_{pl}}{W_{ns}} + \frac{M_{gl}}{W_{ns}} \leq 0.7f'_{ck}$$

$$N_{pl} = \sigma_{pe}A_p = (1178 - 220) \times 3297 = 3158530\text{N} = 3158.5\text{kN}$$

$$\begin{aligned}\sigma'_{ct} &= \frac{3158.5 \times 10^3}{4989 \times 10^2} - \frac{3158.5 \times 10^3 \times 982}{2.89 \times 10^8} + \frac{1533.7 \times 10^6}{2.89 \times 10^8} \\ &= 6.33 - 10.73 + 5.31 = 0.91\text{N/mm}^2\end{aligned}$$

$$0.7f'_{ck} = 0.7 \times 26.8 = 18.76\text{N/mm}^2 > 0.91\text{N/mm}^2, \text{满足要求。}$$

(2) 下缘混凝土应力

$$\sigma'_{cc} = \frac{N_{pl}}{A_n} + \frac{N_{pl}e_{pl}}{W_{nx}} - \frac{M_{gl}}{W_{nx}} \leq 0.7f'_{ck}$$

$$\begin{aligned}\sigma'_{ct} &= \frac{3158.5 \times 10^3}{4989 \times 10^2} + \frac{3158.5 \times 10^3 \times 982}{1.622 \times 10^8} - \frac{1533.7 \times 10^6}{1.622 \times 10^8} \\ &= 6.33 + 19.12 - 9.46 = 16\text{N/mm}^2\end{aligned}$$

$0.7f_{ck}=0.7\times 26.8=18.76\text{N/mm}^2>16\text{N/mm}^2$ ，满足要求。

计算结果表明，在预施加应力阶段，梁的上缘不出现拉应力，下缘混凝土的压应力满足规范要求。

七、使用阶段的应力验算

吊车梁在使用阶段承受的活荷载是吊车荷载，荷载是反复作用的移动荷载，并且产生振动。结构在这种反复移动荷载作用下，材料强度逐渐降低，可能发生疲劳破坏，因此需要考虑结构的疲劳问题。表 13.2.6 列出了《混凝土结构设计规范》有关疲劳验算的规定。

桥梁在使用阶段经常承受的主要活荷载是车辆荷载，车辆荷载是反复移动的，具有冲击作用。公路桥梁在车辆荷载的作用下，钢筋的最小应力与最大应力的比值均在 0.85 以上，应力值变动幅度的范围相对较小，所以可以不进行疲劳验算，但应控制混凝土和钢筋的工作应力，避免工作应力过大。表 13.2.6 也列出了《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》对桥梁有关截面应力验算的规定。

表 13.2.6

构件类型	吊 车 梁	桥 梁
	疲劳验算	在使用阶段的应力控制
相应规范	《混凝土结构设计规范》7.9.2 条、7.9.10 条	《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》7.1.1 条
荷载效应	荷载应取用标准值	作用(或荷载)取其标准值
	对吊车荷载应乘以动力系数	汽车荷载应考虑冲击系数
验算内容	正截面受拉区和受压区边缘纤维的混凝土应力	正截面混凝土的法向压应力
	受拉区纵向预应力钢筋、非预应力钢筋的应力幅	受拉区钢筋的拉应力
	截面重心及截面宽度剧烈改变处的混凝土主拉应力	斜截面混凝土的主压应力

比较吊车梁和桥梁的相关控制内容是十分相似的，这里仅讨论与桥梁有关的内容。

按持久状况设计的预应力混凝土受弯构件，作为对承载能力极限状态的补充，应对构件的应力进行验算。《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》的规定是：

7.1.1 按持久状况设计的预应力混凝土受弯构件，应计算其使用阶段正截面混凝土的法向压应力、受拉区钢筋的拉应力和斜截面混凝土的主压应力，并不得超过本节规定的限值。计算时作用（或荷载）取其标准值，汽车荷载应考虑冲击系数。

应考虑预加力效应，预加力的分项系数取为 1.0。对连续梁等超静定结构，尚应计及预加力、温度作用等引起的次效应。

要注意的是：计算时荷载取其标准值，不计分项系数和组合系数，车辆荷载应考虑冲击系数。B 类部分预应力混凝土构件，在使用阶段标准荷载作用下的截面应力应按开裂的钢筋混凝土弹性体计算。

（一）应力计算

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》规定：

7.1.2 计算使用阶段预应力混凝土构件的应力时,由预加力产生的正截面混凝土压应力 σ_{pc} 和拉应力 σ_{pt} 按本规范第 6.1.5 条和第 6.1.6 条规定计算。斜截面混凝土的主压应力 σ_{cp} 和主拉应力 σ_{tp} 按本规范第 7.1.6 条规定计算。

7.1.3 全预应力混凝土和 A 类预应力混凝土受弯构件,由作用(或荷载)标准值产生的混凝土法向应力和预应力钢筋的应力,应按下列公式计算:

1 混凝土法向压应力 σ_{kc} 和拉应力 σ_{kt}

$$\sigma_{kc} \text{ 或 } \sigma_{kt} = \frac{M_k}{I_0} y_0 \quad (7.1.3-1)$$

2 预应力钢筋应力

$$\sigma_p = \alpha_{EP} \sigma_{kt} \quad (7.1.3-2)$$

式中 M_k ——按作用(或荷载)标准值组合计算的弯矩值;

y_0 ——构件换算截面重心轴至受压区或受拉区计算纤维处的距离。

注:计算预应力钢筋的应力时,公式(7.1.3-2)中的 σ_{kt} 应为最外层钢筋重心处的混凝土拉应力。

7.1.4 允许开裂的 B 类预应力混凝土受弯构件,由作用(或荷载)标准值产生的混凝土法向压应力和预应力钢筋的应力增量,可按下列公式计算(图 7.1.4):

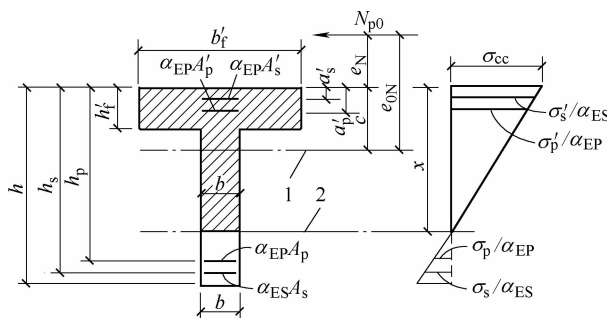


图 7.1.4 开裂截面及应力图

1—开裂截面重心轴 2—开裂截面中性轴

1 开裂截面混凝土压应力

$$\sigma_{cc} = \frac{N_{p0}}{A_{cr}} + \frac{N_{p0} e_{0N} c}{I_{cr}} \quad (7.1.4-1)$$

$$e_{0N} = e_N + c \quad (7.1.4-2)$$

$$e_N = \left(\frac{M_k \pm M_{p2}}{N_{p0}} \right) - h_{ps} \quad (7.1.4-3)$$

$$h_{ps} = \frac{\sigma_{p0} A_p h_p - \sigma_{l6} A_s h_s + \sigma'_{p0} A'_p a'_p - \sigma'_{l6} A'_s a'_s}{N_{p0}} \quad (7.1.4-4)$$

2 开裂截面预应力钢筋的应力增量

$$\sigma_p = \alpha_{EP} \left[\frac{N_{p0}}{A_{cr}} - \frac{N_{p0} e_{0N} (h_p - c)}{I_{cr}} \right] \quad (7.1.4-5)$$

式中 N_{p0} ——混凝土法向应力等于零时预应力钢筋和普通钢筋的合力，先张法构件和后张法构件均按本规范公式 (6.1.6-1) 及第 6.4.4 条规定计算；

σ_{p0} 、 σ'_{p0} ——构件受拉区、受压区预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时预应力钢筋的应力，先张法构件按本规范公式 (6.1.5-2)；后张法构件按本规范公式 (6.1.5-5) 及第 6.1.5 条注 2 规定计算；

e_{0N} —— N_{p0} 作用点至开裂截面重心轴的距离；

e_N —— N_{p0} 作用点至截面受压区边缘的距离， N_{p0} 位于截面之外为正； N_{p0} 位于截面之内为负；

c ——截面受压区边缘至开裂换算截面重心轴的距离；

h_{ps} ——预应力钢筋与普通钢筋合力点至截面受压区边缘的距离；

h_p 、 a'_p ——截面受拉区、受压区预应力钢筋合力点至截面受压区边缘的距离；

h_s 、 a'_s ——截面受拉区、受压区普通钢筋合力点至截面受压区边缘的距离；

A_{cr} ——开裂截面换算截面面积；

I_{cr} ——开裂截面换算截面惯性矩；

α_{EP} ——预应力钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值。

注：1. 公式 (7.1.4-4) 中，当 $A'_p = 0$ 时，式中的 σ'_{k6} 应取为零；

2. 在公式 (7.1.4-3) 中当 M_{p2} 与 M_k 的方向相同时取正号，相反时取负号；

3. 按 (7.1.4-5) 计算的值应为负值，表示钢筋为拉应力；

4. 当截面受拉区设置多层预应力钢筋时，可仅计算最外层钢筋的拉应力增量，此时，公式 (7.1.4-5) 中的 h_p 应为最外层钢筋重心至截面受压区边缘的距离；

5. 预应力混凝土受弯构件开裂截面的中性轴位置（受压区高度），可按本规范附录 G 求得。

真题

【13.2.15】（2005 年考题，原题为连锁题中的一道子题，现改造成一道独立题）

某公路桥梁，采用后张法预应力混凝土箱形截面梁，主梁跨中截面面积 $A = 5.3\text{m}^2$ ，惯性矩 $I = 1.5\text{m}^4$ ，截面重心至下缘距离 $y = 1.15\text{m}$ 。计算荷载：公路-I 级，人群荷载 3.0kN/m^2 ；假定该桥主梁跨中截面由全部恒荷载产生的弯矩标准值 $M_{Gik} = 11000\text{kN} \cdot \text{m}$ ，汽车车道荷载产生的弯矩标准值 $M_{Qik} = 5000\text{kN} \cdot \text{m}$ （已计入冲击系数 $\mu = 0.2$ ），人群荷载产生的弯矩标准值 $M_{Qik} = 500\text{kN} \cdot \text{m}$ ；永久有效预加力荷载产生的轴力标准值 $N_p = 15000\text{kN}$ ，主梁净截面重心至预应力钢筋合力点的距离 $e_{pn} = 1.0\text{m}$ （截面重心以下）。试问，按持久状况计算该桥主梁跨中截面在使用阶段的正截面混凝土下缘的法向应力（MPa），应与下列何项数值最为接近？

(A) 12.6

(B) 14.3

(C) 27

(D) 1.7

【答案】(D)

【详解】

(1) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》7.1.1 条，“按持久状况设计的预应力混凝土受弯构件，计算时作用（或荷载）取其标准值，汽车荷载应考虑冲击系数”。

(2) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》7.1.3 条，由式 (7.1.3-1) 计算作用（或荷载）标准值产生的混凝土法向压应力 σ_{kc} 和拉应力 σ_{kt}

$$\sigma_{kc} = - \left(\frac{M_k}{I_y} \right) = \frac{-(11000 + 5000 + 500)}{1.5} \times 1.15 \text{ kN/m}^2$$

$$= -12650 \text{ kN/m}^2 \text{ (拉应力)}$$

(3) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》6.1.5条,由式(6.1.5-4)计算由预加力产生的混凝土法向压应力 σ_{pc} 和拉应力 σ_{pt}

$$\sigma_{pc} = \frac{N_p}{A_n} \pm \frac{N_p e_{pn}}{I_n} y = \left(\frac{15000}{5.3} + \frac{15000 \times 1.0}{1.5} \times 1.15 \right) \text{ kN/m}^2$$

$$= (2830 + 11500) \text{ kN/m}^2 = 14330 \text{ kN/m}^2 \text{ (压应力)}$$

(4) 主梁跨中截面下缘混凝土应力 $\sigma = \sigma_{pc} - \sigma_{kt}$

$$\sigma = (14330 - 12650) \text{ kN/m}^2 = 1680 \text{ kN/m}^2 = 1.68 \text{ MPa}。$$

(5) $\sigma = 1.68 \approx 1.7 \text{ MPa}$, (D) 正确。

【简解】

$$\sigma_{kc} = - \left(\frac{M_k}{I_y} \right) = \frac{-(11000 + 5000 + 500)}{1.5} \times 1.15 \text{ kN/m}^2$$

$$= -12650 \text{ kN/m}^2 \text{ (拉应力)}$$

$$\sigma_{pc} = \frac{N_p}{A_n} \pm \frac{N_p e_{pn}}{I_n} y = \left(\frac{15000}{5.3} + \frac{15000 \times 1.0}{1.5} \times 1.15 \right) \text{ kN/m}^2$$

$$= (2830 + 11500) \text{ kN/m}^2 = 14330 \text{ kN/m}^2 \text{ (压应力)}$$

$$\sigma = (14330 - 12650) \text{ kN/m}^2 = 1680 \text{ kN/m}^2 = 1.68 \text{ MPa}, \text{ (D) 正确。}$$

(二) 应力控制值

对全预应力混凝土构件,在使用阶段的作用(荷载)标准值组合下,受压区外边缘混凝土的最大压应力及预应力钢筋的拉应力应符合下列规定:

7.1.5 使用阶段预应力混凝土受弯构件正截面混凝土的压应力和预应力钢筋的拉应力,应符合下列规定:

1 受压区混凝土的最大压应力

$$\left. \begin{array}{l} \text{未开裂构件 } \sigma_{kc} + \sigma_{pt} \\ \text{允许开裂构件 } \sigma_{cc} \end{array} \right\} \leq 0.5f_{ck} \quad (7.1.5-1)$$

2 受拉区预应力钢筋的最大拉应力

1) 对钢绞线、钢丝

$$\left. \begin{array}{l} \text{未开裂构件 } \sigma_{pe} + \sigma_p \\ \text{允许开裂构件 } \sigma_{p0} + \sigma_p \end{array} \right\} \leq 0.65f_{pk} \quad (7.1.5-2)$$

2) 对精轧螺纹钢

$$\left. \begin{array}{l} \text{未开裂构件 } \sigma_{pe} + \sigma_p \\ \text{允许开裂构件 } \sigma_{p0} + \sigma_p \end{array} \right\} \leq 0.80f_{pk} \quad (7.1.5-3)$$

式中 σ_{pe} ——全预应力混凝土和 A 类预应力混凝土受弯构件,受拉区预应力钢筋扣除全部预应力损失后的有效预应力;

σ_{pt} ——由预加力产生的混凝土法向拉应力,先张法构件按本规范公式(6.1.5-1)计算,后张法构件按本规范公式(6.1.5-4)计算。

注:预应力混凝土受弯构件受拉区的普通钢筋,其使用阶段的应力很小,可不必验算。

【13.2.16】 后张法预应力 T 形截面梁的跨中截面的应力验算(持久状况)

条件: 同 【13.2.15】

要求: 验算跨中截面的应力。

【解答】 按持久状况设计的预应力混凝土受弯构件, 应计算其使用阶段正截面混凝土的法向应力、受拉钢筋的拉应力。计算时作用(或荷载)取其标准值, 不计分项系数, 汽车荷载应考虑冲击系数。

(1) 跨中截面混凝土法向正应力验算。根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》7.1.5 条的规定

$$\sigma_{kc} + \sigma_{pt} = \left(\frac{N_p}{A_n} - \frac{N_p e_{pn}}{W_{ns}} + \frac{M_{g1k}}{W_{ns}} + \frac{M_{g2k} + M_{pk} + M_{qk}}{W_{0s}} \right) \leq 0.5f_{ck}$$

$$N_p = \sigma_{pe} A_p = (1178 - 220 - 216) \times 3297 = 2446374 \text{ N} = 2446.4 \text{ kN}$$

$$\sigma_{kc} + \sigma_{pt} = \left(\frac{2446.4 \times 10^3}{4989 \times 10^2} - \frac{2446.4 \times 10^3 \times 982}{2.89 \times 10^8} + \frac{1533.7 \times 10^6}{2.89 \times 10^8} + \frac{(587.8 + 1123.6 + 256.7) \times 10^6}{3.057 \times 10^8} \right)$$

$$= 4.90 - 8.31 + 5.31 + 6.44 = 8.34 \text{ N/mm}^2$$

$$0.5f_{tk} = 0.5 \times 26.8 = 13.4 \text{ N/mm}^2 > 8.34 \text{ N/mm}^2, \text{ 满足要求。}$$

(2) 跨中截面预应力钢筋拉应力验算。根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》7.1.5 条的规定

$$\sigma_p = (\sigma_{pe} + \alpha_{ep} \sigma_{kt}) \leq 0.65f_{pk}$$

σ_{kt} 是按荷载效应标准值计算的预应力钢筋重心处混凝土的法向应力。

$$\sigma_{kt} = \frac{M_{g1k}}{W_{np}} + \frac{M_{g2k} + M_{pk} + M_{qk}}{W_{0p}} = \frac{1533.7 \times 10^6}{1.851 \times 10^8} + \frac{(587.8 + 1123.6 + 256.7) \times 10^6}{2.62 \times 10^8} = 17.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{pe} = 1178 - 220 - 216 = 742 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{pe} + \alpha_{Ep} \sigma_{kt} = 742 + 6.31 \times 17.0 = 849.27 \text{ N/mm}^2$$

$$0.65f_{pk} = 0.65 \times 1570 = 1020.5 \text{ N/mm}^2 > 849.27 \text{ N/mm}^2, \text{ 满足要求。}$$

八、钢筋数量估算

在不同的设计状况(例如: 预加应力阶段, 使用阶段)下预应力混凝土梁的设计, 应满足《规范》规定的各种控制条件要求, 例如对承载力、抗裂、裂缝宽度、变形及应力等控制要求。一般情况下以抗裂及裂缝宽度限制控制设计。在截面尺寸已定的情况下, 结构的抗裂主要与预加力的大小有关。而构件的极限承载能力则与预应力钢筋和普通钢筋的总量有关。因此, 预应力混凝土梁钢筋数量估算的一般方法是, 首先根据结构的使用性能要求(即正常使用极限状态正截面抗裂)确定预应力钢筋的数量, 然后再由构件的承载能力极限状态要求, 确定普通钢筋的数量。换句话说, 预应力混凝土梁钢筋数量估算的基本原则是按结构抗裂要求确定预应力钢筋数量, 极限承载力的不足部分由普通钢筋来补充。

(一) 按抗裂要求估算预应力钢筋数量

为估算预应力钢筋数量, 首先应按正截面抗裂要求, 确定永存预加力 N_p 。

通过对控制截面边缘混凝土法向应力的控制, 使其符合下列要求:

(1) 全预应力混凝土构件, 在作用(或荷载)短期效应组合下, 控制截面边缘混凝土的法向拉应力 σ_{st} 应不大于永存预加力产生的预压应力 σ_{pe} 值的 85% (或 80%)。

(2) A 类部分预应力混凝土构件, 在作用(或荷载)短期效应组合下, 控制截面边缘混

混凝土的法向拉应力 σ_{st} 值不得大于 $\sigma_{pc} + 0.7f_{tk}$ 。

在初步设计时, σ_{st} 和 σ_{pc} 可按下列近似公式计算

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{W} \quad (13.2.11)$$

$$\sigma_{pc} = \frac{N_p}{A} + \frac{N_p e_p}{W} \quad (13.2.12)$$

式中 M_s ——荷载短期效应组合下控制截面的弯矩;

N_p ——预应力钢筋永存预加力的合力;

A 、 W ——构件截面面积和对截面受拉边缘的弹性抵抗矩,在设计时均可采用混凝土毛截面计算;

e_p ——预应力钢筋重心对混凝土截面重心轴的偏心距。

若将 σ_{st} 和 σ_{pc} 的计算表达式代入上述控制条件,即可求得满足正截面抗裂要求所需的永存预加力。对全预应力混凝土构件

$$N_p \geq \frac{\frac{M_s}{W}}{0.85 \left(\frac{1}{A} + \frac{e_p}{W} \right)} \quad (13.2.13)$$

对 A 类部分预应力混凝土构件

$$N_p \geq \frac{\frac{M_s}{W} - 0.7f_{tk}}{\left(\frac{1}{A} + \frac{e_p}{W} \right)} \quad (13.2.14)$$

式中 f_{tk} ——混凝土抗拉强度标准值。

求得永存预加力 N_p 后,所需预应力钢筋截面面积按下式计算

$$A_p = \frac{N_p}{\sigma_{con} - \Sigma \sigma_l} \quad (13.2.15)$$

式中 σ_{con} ——预应力钢筋的张拉控制应力;

$\Sigma \sigma_l$ ——预应力损失总值,估算时对先张法构件可取 20% ~ 30% 的张拉控制应力;对后张法构件可取 25% ~ 35% 的张拉控制压力,采用低松弛钢筋时取低值。

求得预应力钢筋截面面积后,应结合锚具选型和构造要求,选择预应力钢筋束的数量及组成,布置预应力钢筋束并计算其合力作用点至截面边缘的距离。

在预应力钢筋数量已经确定的情况下,普通钢筋数量可由正截面承载能力极限状态要求条件确定。布置在受拉区的普通钢筋一般选用 HRB335、HRB400 或 KL400 带肋钢筋,通常布置在预应力钢筋的外侧。

【13.2.17】全预应力构件的钢筋估算

条件:有一跨径 $L=30\text{m}$ 的主梁,工形截面如图 13.2.8 所示。截面总高 $h=1.3\text{m}$ 。截面重心到下、上边缘的距离分别为 $y_F=824.6\text{mm}$, $y_U=475.4\text{mm}$,毛截面的几何特性为:

$$A_c = 0.7018 \times 10^6 \text{mm}^2, I_p = 0.1548 \times 10^{12} \text{mm}^4, W_x = 0.1878 \times 10^9 \text{mm}^3。$$

荷载短期效应弯矩组合设计值: $M_s = 3891.78 \text{kN} \cdot \text{m}$ 。

要求:估算纵向预应力钢筋

【解答】首先,根据跨中截面正截面抗裂要求,确定预应力钢筋数量。

为满足抗裂要求,所需的永存预加力 N_p 为

$$N_p \geq \frac{M_s/W}{0.85 \left(\frac{1}{A} + \frac{e_p}{W} \right)}$$

M_s 为荷载短期效应弯矩组合设计值,已知 $M_s = 3891.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$; 估算钢筋数量时,可近似采用毛截面几何性质。按本题条件中所给定的截面几何特性计算。

e_p 为预应力钢筋重心至毛截面重心的距离, $e_p = y_T - a_p$, a_p 为预应力钢筋到近边的距离。假设 $a_p = 150 \text{ mm}$, 则 $e_p = 824.6 - 150 = 674.6 \text{ mm}$ 由此得到

$$N_p \geq \frac{3891.78 \times 10^6 / 0.1878 \times 10^9}{0.85 \times \left(\frac{1}{701800} + \frac{674.6}{0.1878 \times 10^9} \right)} = 4859452.7 \text{ N}$$

跨中断面

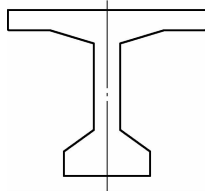


图 13.2.8

拟采用 $\phi^{15.2}$ 钢绞线,单根钢绞线的公称截面面积 $A_{pl} = 139 \text{ mm}^2$, 抗拉强度标准值 $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$, 张拉控制应力取 $\sigma_{con} = 0.75 f_{pk} = 0.75 \times 1860 = 1395 \text{ MPa}$, 预应力损失按张拉控制应力的 20% 估算。

所需预应力钢绞线的根数为

$$n_p = \frac{N_p}{(\sigma_{con} - \sigma_s) A_p} = \frac{4859452.7}{(1 - 0.2) \times 1395 \times 139} = 31.3, \text{ 取 } 32 \text{ 根}。$$

采用 4 束 $8\phi^{15.2}$ 预应力钢筋束, HVM15-8 型锚具, 预应力筋截面面积 $A_p = 32 \times 139 = 4448 \text{ mm}^2$, 采用 $\phi 80$ 金属波纹管成孔, 预留管道直径为 85 mm。预应力筋束的布置如图 13.2.9 所示。

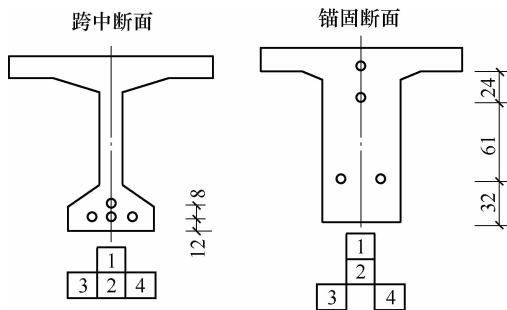


图 13.2.9 预应力筋束布置 (尺寸单位: cm)

【13.2.18】A 类部分预应力构件的钢筋估算

条件: 同例【13.2.17】, 改为 A 类部分预应力构件。

要求: 确定预应力钢筋及普通钢筋的数量

【解答】

(1) 预应力钢筋数量的确定及布置。首先, 根据跨中截面正截面抗裂要求, 确定预应力钢筋数量。为满足抗裂要求, 所需的有效预加力为

$$N_p \geq \frac{M_s/W - 0.7 f_{tk}}{\frac{1}{A} + \frac{e_p}{W}}$$

M_s 为短期效应弯矩组合设计值, $M_s = 3891.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$;

A 、 W 为估算钢筋数量时近似采用的毛截面几何性质;

e_p 为预应力钢筋重心至毛截面重心的距离, $e_p = y_T - \alpha_p$, 假设 $\alpha_p = 150 \text{ mm}$, $e_p = 824.6 - 150 = 674.6 \text{ mm}$ 。

$$N_p \geq \frac{3891.78 \times 10^6 / 0.1878 \times 10^9 - 0.7 \times 2.4}{\frac{1}{701800} + \frac{674.6}{0.1878 \times 10^9}} = 3795675.1 \text{ N}$$

拟采用 $\phi^{15.2}$ 钢绞线, 单根钢绞线的公称截面面积 $A_{pl} = 139 \text{ mm}^2$, 抗拉强度标准值 $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$, 张拉控制应力取 $\sigma_{con} = 0.75f_{pk} = 0.75 \times 1860 = 1395 \text{ MPa}$, 预应力损失按张拉控制应力的 20% 估算。

所需预应力钢绞线的面积为

$$A_p = \frac{N_{pe}}{\sigma_{con} - \sigma_l} = \frac{3795675.1}{(1 - 0.20) \times 1395} = 3401.1 \text{ mm}^2$$

采用 4 束 $6\phi^{15.2}$ 预应力钢筋, 预应力筋截面面积为

$$A_p = 4 \times 6 \times 139 = 3336 \text{ mm}^2$$

采用 HVM15-6 型锚具, $\phi 70$ 金属波纹管成孔, 预留孔道直径为 75 mm 。

(2) 普通钢筋数量的确定及布置。设预应力筋束和普通钢筋的合力点到截面底边的距离为 $a_{ps} = 120 \text{ mm}$, 则

$$h_0 = h - a_{ps} = 1300 - 120 = 1180 \text{ mm}$$

由公式 $\gamma_0 M_d \leq f_{cd} b_f' x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$, 求解 x :

$$5744.48 \times 10^6 = 18.4 \times 2172 x \left(1180 - \frac{x}{2} \right)$$

解之得 $x = 128.84 \text{ mm} < h_f' = 150 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \text{则 } A_s &= \frac{f_{cd} b_f' x - f_{pd} A_p}{f_{sd}} \\ &= \frac{18.4 \times 2172 \times 128.84 - 1260 \times 3336}{330} \\ &= 2865.8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

采用 10 根直径为 20 mm 的 HRB400 钢筋, 钢筋截面面积 $A_s = 3141.6 \text{ mm}^2$ 。在梁底布置成一排, 其间距为 66 mm , 钢筋重心到截面底边距离 $a_s = 40 \text{ mm}$ (图 13.2.10)。

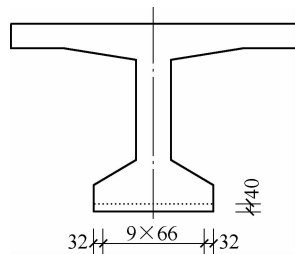


图 13.2.10 预应力筋布置 (尺寸单位: mm)

真题 【13.2.19】 (2007 年考题, 原题为连锁题中的一道子题, 现改造成一道独立题)

某预应力混凝土箱形截面梁, 跨中截面最大正弯矩标准值 $M_{恒} = 43000 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $M_{活} = 16000 \text{ kN} \cdot \text{m}$; 截面面积 $A = 6.50 \text{ m}^2$, 惯性矩 $I = 5.50 \text{ m}^4$, 中性轴至上缘距离 $y_{上} = 1.0 \text{ m}$, 中性轴至下缘距离 $y_{下} = 1.50 \text{ m}$ 。预应力筋偏心距 $e_y = 1.30 \text{ m}$, 且已知预应力钢筋扣除全部损失后有效预应力为 $\sigma_{pe} = 0.5f_{pk}$, $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$ 。按持久状况正常使用极限状态设计时, 在主梁下缘混凝土应力为零的条件下, 试估算该截面预应力钢筋面积 (cm^2) 与下列何项数值最为接近?

- (A) 295 (B) 3400 (C) 340 (D) 2950

【答案】 (C)

【详解】

(1) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》7.1.3 条, 由式 (7.1.3-1) 计算作用 (或荷载) 标准值产生的混凝土法向压应力 σ_{kc} 和拉应力 σ_{kt}

$$\sigma_{kc} = \frac{(M_{恒} + M_{活})y_F}{I}$$

(2) 根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》6.1.5 条, 由式 (6.1.5-4) 计算由预加力产生的混凝土法向压应力 σ_{pc} 和拉应力 σ_{pt}

$$\sigma_{pc} = \frac{N_y}{A} + \frac{N_y e_y y_F}{I}$$

(3) 按正常使用极限状态, 主梁跨中截面下缘混凝土应力 $\sigma = \sigma_{pc} - \sigma_{kt} = 0$

$$\sigma = \frac{N_y}{A} + \frac{N_y e_y y_F}{I} - \frac{(M_{恒} + M_{活})y_F}{I} = 0$$

(4) 已知截面特性 $A = 6.50\text{m}^2$, $I = 5.50\text{m}^4$, $y_{上} = 1.0\text{m}$, $y_F = 1.50\text{m}$, $e_y = 1.30\text{m}$, 代入上式得

$$\frac{N_y}{6.5} + \frac{1.3N_y \times 1.5}{5.5} = \frac{(43000 + 16000) \times 1.5}{5.5}$$

解得, $0.50839N_y = 16091$, $N_y = 31651\text{kN}$ 。

(5) $N_y = \sigma_{pe} A_y$

所以, $A_y = 31651\text{kN} / (0.5 \times 1860\text{MPa}) = 340\text{cm}^2$, (C) 正确。

【简解】

$$\sigma = \frac{N_y}{A} + \frac{N_y e_y y_F}{I} - \frac{(M_{恒} + M_{活})y_F}{I} = 0$$

$$\frac{N_y}{6.5} + \frac{1.3N_y \times 1.5}{5.5} = \frac{(43000 + 16000) \times 1.5}{5.5}, \text{得 } N_y = 31651\text{kN}$$

$$A_y = 31651\text{kN} / (0.5 \times 1860\text{MPa}) = 340\text{cm}^2, \text{(C) 正确。}$$

(二) 按强度要求估算预应力钢筋数量

以最简单的单筋矩形截面为例, 如图 13.2.11 所示, 设 b 、 h 、材料强度等级为已知, 暂不考虑受压区预应力钢筋和普通钢筋的影响, $A_s = A_s' = A_p' = 0$ 。

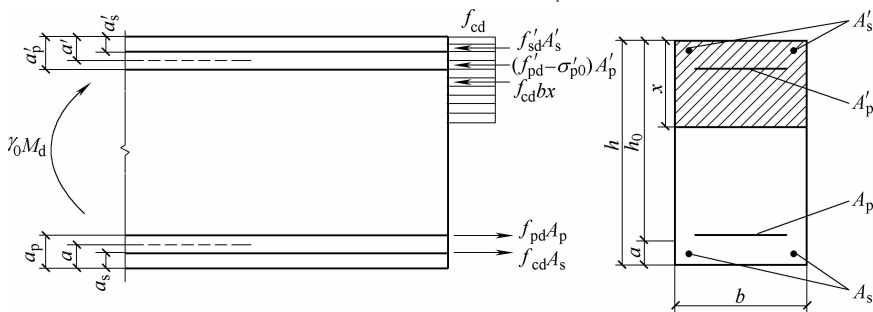


图 13.2.11 矩形截面预应力混凝土受弯构件正截面强度计算简图

采用正截面承载能力计算公式的简单形式, 则

$$f_{pd}A_p = f_{cd}bx \quad (13.2.16)$$

$$\gamma_0 M_d = f_{cd}bx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (13.2.17)$$

两式联立求解,可以得到预应力钢筋面积 A_p 计算公式为

$$A_p = \frac{f_{cd}bh_0}{f_{pd}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\gamma_0 M_d}{f_{cd}bh_0^2}} \right) \quad (13.2.18)$$

上两式中 f_{cd} ——混凝土抗压强度设计值;

f_{pd} ——预应力钢筋抗拉强度设计值。

对带“马蹄”的 T 形截面梁及工字形梁,其预应力钢筋 A_p 数量,可按下列经验公式估算

$$A_p = \frac{\gamma_0 M_d}{\alpha f_{pd} h} \quad (13.2.19)$$

式中 α ——工程经验系数,一般可采用 $\alpha = 0.75 \sim 0.77$;

h ——构件混凝土截面高度。

用选定的单根预应力钢筋束的面积 A_{pi} 除 A_p 可得所需要的预应力筋束数为 $n = A_p / A_{pi}$ 。

【13.2.20】 估算 T 形截面梁预应力钢筋截面面积 A_p

条件: 已知一根 30m 的 T 形截面预应力混凝土简支梁,计算跨径为 291.6m。跨中截面尺寸如图 13.2.12 所示,承受 $\gamma_0 M_d = 4647.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$; C40 混凝土,采用 ϕ^5 消除应力光面钢丝。

要求: 按截面承载力极限状态估算预应力钢筋截面面积 A_p

【解答】 假设 $a = 125 \text{ mm}$, 则

$$h_0 = h - a = 1750 - 125 = 1625 \text{ mm}$$

$$h'_f = \frac{80 + 200}{2} = 140 \text{ mm}$$

(1) 翼缘板有效宽度按下列选取: 依据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》第 4.2.2 条可知:

$$\textcircled{1} b'_f \leq \frac{l}{3} = \frac{29160}{3} = 9720 \text{ mm}; \textcircled{2} b'_f \leq 2180 \text{ mm}; \textcircled{3} b'_f \leq b + 12h'_f = 160 + 12 \times 140 = 1840 \text{ mm},$$

故取 $b'_f = 1840 \text{ mm}$ 。

(2) 判断 T 形类型:

$$\begin{aligned} f_{cd}b'_fh'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) &= 18.4 \times 1840 \times 140 \times \left(1625 - \frac{140}{2} \right) \times 10^{-6} \\ &= 7370.45 \text{ kN} \cdot \text{m} > \gamma_0 M_d = 4647.3 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

上式结果表明,中性轴在翼缘内通过,为第一类 T 形。

(3) 估算钢筋面积 A_p 。根据工程经验,配筋率 $\rho = 0.0014 \sim 0.0016$ 。通常假定 $A_s = 0$, 并取 $\rho = 0.0015$, 则:

$$\xi = \rho \frac{f_{pd}}{f_{cd}} = 0.0015 \times \frac{1070}{18.4} = 0.0872$$

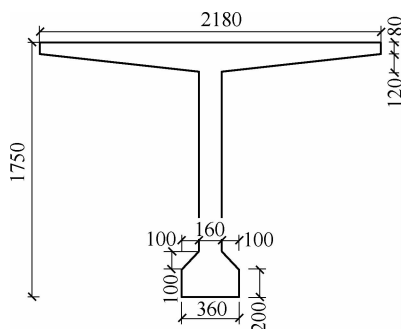


图 13.2.12 (尺寸单位: mm)

依据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》式(5.2.2-1)可知: $\gamma_0 M_d \leq f_{pd} A_p \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$ 。

即

$$A_p \geq \frac{\gamma_0 M_d}{f_{pd} \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)} = \frac{\gamma_0 M_d}{f_{pd} (h_0 - 0.5\xi h_0)}$$

$$= \frac{4647.3 \times 10^6}{1070 \times (1625 - 0.5 \times 0.0872 \times 1625)} = 2795 \text{ mm}^2$$

$$\text{钢束数} = \frac{2795}{471} = 5.93$$

可初选6束24 ϕ^p 5消除应力光面钢丝,实际使用面积 $A_p = 471 \times 6 = 2826 \text{ mm}^2$ 。

注:预应力钢丝束的截面面积的确定,还应考虑满足正常使用极限状态的要求。

真题

【13.2.21】(2002年考题,因《规范》改版,本题有关参数跟着作了相应调整)

某后张预应力混凝土梁桥,其计算跨径 $L = 24.2 \text{ m}$,主梁系由多片马蹄T形截面梁组成。主梁梁高 $h = 1.4 \text{ m}$,采用混凝土C45、 $f_{cd} = 20.5 \text{ MPa}$ 。主筋为钢绞线, $f_{pd} = 1260 \text{ MPa}$,跨中弯矩 $M_{\text{活}} = 1455.22 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $M_{\text{恒}} = 2215.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$,试按承载能力极限状态估算所需钢绞线面积。并指出与下列何项数值最为接近?

提示:用经验公式进行计算, $A_p = \frac{\gamma_0 M_d}{\alpha h f_{sd}}$,取 $\alpha = 0.75$ 。

- (A) 62.1 cm^2 (B) 59.36 cm^2 (C) 60.96 cm^2 (D) 58.7 cm^2

【答案】(A)

【详解】

- (1) 根据《公路桥涵设计通用规范》表1.0.11,24.2m梁桥属中桥。
- (2) 根据《公路桥涵设计通用规范》表1.0.9,中桥的安全等级为二级。
- (3) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.1.6条,设计安全等级二级的结构重要性系数 $\gamma_0 = 1.0$ 。

- (4) 根据《公路桥涵设计通用规范》4.1.6条,承载能力极限状态下的荷载效应组合为

$$M_d = \gamma_G M_{\text{恒}} + \gamma_Q M_{\text{活}} = 1.2 M_{\text{恒}} + 1.4 M_{\text{活}}$$

$$= 1.2 \times 2215.43 + 1.4 \times 1455.22 = 4695.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

式中,永久作用效应分项系数 $\gamma_G = 1.2$;

汽车荷载效应分项系数 $\gamma_Q = 1.4$ 。

- (5) 根据经验公式计算的钢筋面积,结构重要性系数 $\gamma_0 = 1.0$ 。

$$A_p = \frac{\gamma_0 M_d}{\alpha h f_{sd}} = \frac{1.0 \times 4695.8 \times 10^6}{0.75 \times 1400 \times 1260} = 6212.6 \text{ mm}^2 = 62.1 \text{ cm}^2, \text{ (A) 正确。}$$

【简解】 $M_d = 1.2 \times 2215.43 + 1.4 \times 1455.22 = 4695.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$A_p = \frac{\gamma_0 M_d}{\alpha h f_{sd}} = \frac{1.0 \times 4695.8 \times 10^6}{0.75 \times 1400 \times 1260} = 6212.6 \text{ mm}^2 = 62.1 \text{ cm}^2, \text{ (A) 正确。}$$

第十四章 桥梁抗震

第一节 桥梁震害

桥梁结构如果缺乏合理的抗震设计，在地震时将产生严重的损坏。事实表明，国内外由于地震造成的桥梁结构破坏的数量，远远多于因风灾、船撞等其他原因而导致的破坏。

梁桥受到地震力作用时，将受到不同程度的破坏，从目前所调查到的结果表明，所有梁桥的倒塌和严重破坏几乎都出现在顺桥方向，而在横桥方向一般只出现中等程度的破坏。实践证明，在地震区的桥梁，结构对称、刚度均匀均有利于抗震，不等跨桥墩容易发生震害。

大量震害分析表明，引起桥梁震害的原因主要有四个：①发生的地震强度超出抗震设防标准；②地震引起地基失效或地基变形；③桥梁结构设计、施工不合理；④桥梁结构本身抗震能力不足。由于这些因素的作用，桥梁将受到不同程度的破坏。

从结构抗震设计的角度出发，可以将桥梁震害归为两大类，即地基失效引起的破坏和结构强烈振动引起的破坏。

桥梁震害的内因可基本归纳为结构设计和构造两方面，根据桥梁地震灾害的灾后调查，桥梁结构的震害主要反映在结构的各个部位，并可以按照结构从上到下分成上部结构震害、支座震害、下部结构震害和桥梁基础震害。这里将桥梁各部位的震害情况简要叙述如下：

1. 上部结构的震害

上部结构本身遭受震害而被毁坏的情况比较少见，往往是由于桥梁结构部位的破坏而导致梁体的破损，例如相邻梁体互相碰撞而导致梁体端部及附近桥面结构破损等。当梁体的震害位移过大而超出墩台等的支撑面时，就会发生严重的整跨落梁

(1) 自身震害

这种由于自身受到震动而遭受的破坏很少出现，一般在钢结构的局部有受到屈曲而破坏的现象。

(2) 移动震害

在破坏性地震中极为常见，一般出现在设置伸缩缝的地方，表面为桥梁上部结构的纵向移位、横向移位以及扭转移位；如果移位较大，超出支承面，还会发生更为严重的落梁震害，若撞击桥墩将给下部结构带来很严重的破坏。

(3) 碰撞震害

当相邻结构的间距过小时，一旦发生地震，便可能导致产生很大的撞击力，使结构受到破坏，包括相邻跨上部结构的碰撞、上部结构与桥台的碰撞和相邻桥梁间的碰撞等。

2. 支座的震害

桥梁支座历来被认为是桥梁结构体系中抗震性能比较薄弱的环节，在历次破坏性地震中，支座的震害现象都较普遍。

支座的破坏形式主要表现为：支座移位、锚固螺栓拔出、剪断、活动支座脱落、支座本身构造上的破坏。

(1) 活动支座的破坏。活动支座是梁桥抗震中一个最薄弱的环节,因为它本身是一个机动结构,在地震力作用下将产生大幅度的水平相对位移。在地震烈度大于7度时,摆动支座、滚动支座普遍出现失稳、倾倒和脱落。

(2) 固定支座的破坏。固定支座在地震时出现两种情况的破坏,一种是顺桥向的纯剪切破坏,另一种是横桥向的弯扭破坏。

(3) 胸墙和梁端的破坏。当固定支座被剪断后,梁将撞击胸墙,对于高度较大的胸墙。当梁端的撞击力作用在胸墙较高部位,胸墙出现弯剪破坏;当撞击力作用在胸墙较低部位,胸墙出现剪切破坏。

由于支座的严重损坏还可能导致支承联结部件失效。实践证明,一旦桥梁支承联结部件失效,其结构便会丧失整体性,上部结构与下部结构有可能脱离,导致梁体坠毁。而支承联结部件失效一般始于支座的破坏,一般表现在连接固定支座的部件或支座本身由于强度不足而引起的破坏和活动支座位移能力不足或其位移超出允许范围而导致的破坏。一旦支座破坏后,上下部结构之间将产生较大的相对位移,若墩台顶的支承面过窄,便会出现落梁的现象,而落梁所产生的巨大冲击力可能会导致下部结构的严重破坏,因此其后果是相当严重的。

3. 桥梁下部结构的震害

桥梁下部结构由于受到较大的水平地震力,瞬时反复的震动对相对薄弱的截面易产生破坏,而下部结构承受着上部结构的荷载,因此它的严重破坏将很可能导致桥梁的整体破坏,也是桥梁在震后不易修复的主要原因。

(1) 墩柱的破坏

桥梁结构中大多采用钢筋混凝土墩柱,墩柱的破坏主要是设计时墩柱延性不足、抗剪强度不够或构造上存在缺陷等因素的导致的。

在地震力作用下,墩身顺桥向由于抗弯应力不足出现裂缝和折断。对等截面钻孔灌注桩,将在地面以下1~3倍桩径范围内破坏。这是因为在刚性地基上,地面下的墩身为弹性固结,其弯矩最大位置在地面以下1~3倍桩径范围。在冬季有结冰的情况下,墩身将在地面处折断。对变截面的钻孔灌注桩,破坏发生在截面突变处。

墩柱弯曲破坏:这种破坏在破坏性地震中是非常常见的震害形式,弯曲破坏是延性的,有较明显的征兆,多表现为开裂、混凝土剥落压溃、钢筋裸露和弯曲等,并产生很大的塑性变形,主要是约束箍筋配置不足、纵向钢筋的搭接或焊接不牢等引起的墩柱的延性能力不足;多出现在高柔的桥墩。

墩柱剪切破坏:墩柱的剪切破坏在历次大地震中都不少,剪切破坏是脆性的,无明显征兆,往往会造成墩柱及上部结构的倒塌,震害较为严重,多出现在粗短的桥墩。

墩柱的承台破坏:这种震害虽然很少见,但一旦出现,则可能导致墩梁倒塌的严重后果。

(2) 框架墩的震害

框架墩在震害中出现的破坏形式主要有盖梁的破坏、墩柱的破坏及节点的破坏。

盖梁的破坏形式主要有因剪切强度不够引起的剪切破坏、盖梁负弯矩钢筋过早切断引起的弯曲破坏、盖梁钢筋的锚固长度不足引起的破坏;盖梁与柱顶连接处也是受震的薄弱环节。

框架墩柱的破坏形式与其他墩柱类似,对混凝土桥墩,断裂往往出现在工作缝处。

节点的破坏主要是剪切破坏。

(3) 桥台的震害

桥台的震害在历次地震中也是较为常见的,主要表现在由于地表以下土层中砂土液化、地

基下沉、岸坡滑移或开裂使地基丧失承载力而引起桥台的滑移，台身与上部结构发生碰撞破坏，桥台开裂，以及桥台的向后倾斜等，严重的会导致桥台垮塌。

4. 桥梁基础震害

基础的震害是相当严重的，大量震害资料表明：地基失效（如土体滑移和砂土液化）是桥梁基础产生震害的主要原因。扩大基础的震害一般由地基失效引起。桩基础的震害，除了地基失效这一主要原因外，还有上部结构传下来的惯性力所引起的桩基剪切、弯曲破坏，更有桩基设计不当所引起的震害。

对于在软土地基中的桩基础由于桩基自身强度不足、桩顶与承台联结构造措施不足或桩基深入稳定土层深度不够等易导致基础的破坏，这种破坏具有隐蔽性，一般不易发现和修复。

5. 横桥向的震害

桥梁横桥向的破坏远比顺桥向轻，横桥向一般只出现支座横移、梁墩相对横移、墩身弯曲和扭转裂缝、边梁倾覆失稳等震害，很少出现上部结构整孔横向落梁和墩身横桥向折断等危险震害。

6. 桥梁结构抗震体系

分析桥梁震害教训，可以得到有关桥梁抗震设计的启示，《城市桥梁抗震设计规范》3.4.1 条的“条文说明”指出了这点。

3.4.1 本条是在吸取历次地震震害教训基础上，为提高桥梁结构抗震性能，防止地震作用下桥梁结构整体倒塌破坏，切断震区交通生命线而规定的。

《城市桥梁抗震设计规范》3.4.1 条的规定为：

- 3.4.1 桥梁结构抗震体系应符合下列规定：
- 1 有可靠和稳定传递地震作用到地基的途径；
 - 2 有效的位移约束，能可靠地控制结构地震位移，避免发生落梁破坏；
 - 3 有明确、可靠、合理的地震能量耗散部位；
 - 4 应避免因部分结构构件的破坏而导致整个结构丧失抗震能力或对重力荷载的承载能力。

第二节 桥梁抗震设计方法

1. 地震振动

地震是由地球内部构造运动引发的一种自然现象。在地层构造运动中，发生较剧烈的破坏性运动时，就会引起地面震动，从而对地上或地下各种建筑物造成不同程度的地震破坏，并导致人员伤亡和财产损失。

地震振动的大小一般可以用两个指标来描述，即震级和烈度。

震级是衡量一次地震大小的指标，通常用地震最大振幅或震源释放的应变能来表示。

烈度是用来表示地震对地表及其建筑物的影响程度，它不仅与地震释放的能量、震源深度、距震中的距离有关，而且与地震波传播中的工程地质条件和建筑物的特性等因素有关。《城市桥梁抗震设计规范》表 1.0.3 规定了地震基本烈度和地震动峰值加速度的对应关系。

1.0.3 桥址处地震基本烈度数值可由现行《中国地震动参数区划图》查取地震动峰值加速度，按表 1.0.3 确定。

表 1.0.3 地震基本烈度和地震动峰值加速度的对应关系

地震基本烈度	6 度	7 度	8 度	9 度
地震动峰值加速度	0.05g	0.10(0.15)g	0.20(0.30)g	0.40g

注：g 为重力加速度。

2. 抗震设防标准

若要求桥梁在遭受强烈地震后完整无损，势必会大大增加桥梁建筑造价，甚至在技术上也有很大困难。考虑到破坏性地震不会经常发生，桥梁抗震的目标就是减轻桥梁工程的地震破坏，保障人民生命财产安全，减少经济损失。为此，桥梁在抗震设防时需在经济和安全之间进行合理平衡，即使震前设防的经济投入不超过我国当前经济能力，震中桥梁破坏程度限制在人们可以承受的范围内，这就是桥梁抗震设防的合理安全度原则。

基于以上原则，目前，世界各国较为广泛地采用“小震不坏，中震可修，大震不倒”这一抗震设计思想，即在小震作用下，结构物不需修理，仍可正常使用；在中震作用下，结构物无重大损坏，经修复后可继续使用；在大震作用下，结构物可能产生重大破坏，但不致倒塌。

(1) 桥梁抗震设防基本要求

震害资料表明，在一般情况下，桥梁能够抵御地震动峰值加速度系数 0.10g 或 0.10g 以下地震产生的地震力。经受过地震动峰值加速度系数为 0.10g 的地震的桥梁，其中大多数基本完好或仅有轻微损坏。我国《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60-2004) 对公路桥涵工程的抗震设防提出了如下基本要求。

《公路桥涵设计通用规范》4.4.1 条规定：

4.4.1 地震作用

地震动峰值加速度等于 0.10g、0.15g、0.20g、0.30g 地区的公路桥涵，应进行抗震设计。

地震动峰值加速度大于或等于 0.40g 地区的公路桥涵，应进行专门的抗震研究和设计。

地震动峰值加速度小于或等于 0.05g 地区的公路桥涵，除有特殊要求者外，可采用简易设防。

《公路桥涵设计通用规范》4.4.1 条的“条文说明”还作了补充说明：

4.4.1 本规范对公路桥涵工程的抗震设防提出了基本要求。现行《公路工程抗震设计规范》对公路工程包括桥涵工程的抗震设计作出了明确的规定。

公路桥涵工程的抗震设防标准同原规范。

位于地震动峰值加速度为 0.10g、0.15g、0.20g 和 0.30g 地区的桥涵工程，应进行抗震设计；位于地震动峰值加速度等于 0.40g 及以上地区的桥涵工程，应进行专门的抗震研究和设计。

简支梁等桥梁如采取一些抗震措施（防止落梁措施等），花费不大，而效果是比较明显的。

以地震动峰值加速度 $0.10g$ 为抗震设计的设防起点, 是国家对工程建设项目抗震防灾的基本要求。对于地震动峰值加速度小于等于 $0.05g$ 的地区, 除有特别规定以外, 可采用简易设防措施。

(2) 城市桥梁的抗震设防分类

对城市桥梁的抗震目标, 《城市桥梁抗震设计规范》作出了规定, 首先明确了城市桥梁抗震设防分类。《城市桥梁抗震设计规范》3.1.1 条的“条文说明”指出:

3.1.1 本规范从我国目前的具体情况出发, 考虑到城市桥梁的重要性和在抗震救灾中的作用, 本着确保重点和节约投资的原则, 将不同桥梁给予不同的抗震安全度。具体来讲, 将城市桥梁分为甲、乙、丙和丁四个抗震设防类别, 其中甲类桥梁定义为悬索桥、斜拉桥和大跨度拱桥(跨度大于 $150m$ 的拱桥定义为大跨度拱桥), 这些桥梁承担交通量大, 投资很大, 而且在政治、经济上具有非常重要的地位; 乙类桥梁为交通网络上枢纽位置的桥梁、快速路上的城市桥梁; 丙类为城市主干路, 轨道交通桥梁; 丁类为除甲、乙、丙三类桥梁以外的其他桥梁。

《城市桥梁抗震设计规范》3.1.1 条规定:

3.1.1 城市桥梁应根据结构形式、在城市交通网络中位置的重要性以及承担的交通量, 按表 3.1.1 分为甲、乙、丙和丁四类。

表 3.1.1 城市桥梁抗震设防分类

桥梁抗震 设防分类	桥 梁 类 型
甲	悬索桥、斜拉桥以及大跨度拱桥
乙	除甲类桥梁以外的交通网络中枢纽位置的桥梁和城市快速路上的桥梁
丙	城市主干路和轨道交通桥梁
丁	除甲、乙和丙三类桥梁以外的其他桥梁

(3) 两水平设防、两阶段设计

《城市桥梁抗震设计规范》提供了采用两水平设防、两阶段设计的原则。

第一阶段的抗震设计, 采用弹性抗震设计;

第一阶段抗震设计采用“E1 地震作用”, 《城市桥梁抗震设计规范》2.1.4 条规定:

2.1.4 E1 地震作用

工程场地重现期较短的地震作用, 对应于第一级设防水准。

通过第一阶段的抗震设计, 即对应 E1 地震作用抗震设计, 可达到“基本无损伤, 结构在弹性范围工作, 正常的交通在地震后立刻得以恢复”的抗震设防水平。

第二阶段的抗震设计采用延性抗震设计方法, 并引入能力保护设计原则。

第二阶段抗震设计采用“E2 地震作用”, 《城市桥梁抗震设计规范》2.1.5 条规定:

2.1.5 E2 地震作用

工程场地重现期较长的地震作用, 对应于第二级设防水准。

通过第二阶段的抗震设计，即对应 E2 地震作用的抗震设计，来保证结构具有足够的延性能力，通过验算，确保结构的延性能力大于延性需求。通过引入能力保护设计原则，确保塑性铰只在选定的位置出现，并且不出现剪切破坏等破坏模式。通过抗震构造措施设计，确保结构具有足够的位移能力。

对各类城市桥梁的抗震设防水准《城市桥梁抗震设计规范》3.1.2 条的“条文说明”作了介绍。

3.1.2 各类桥梁在 E1 地震作用下，基本无损伤，结构在弹性范围工作，正常的交通在地震后立刻得以恢复。

在 E2 地震作用下，甲类桥梁可发生混凝土裂缝开裂过大，截面部分钢筋进入屈服等轻微损坏，地震后不需修复或经简单修复可继续使用；乙类桥梁可发生混凝土保护层脱落、结构发生弹塑性变形等可修复破坏，地震后数天内可恢复部分交通（可能发生车道减少或小规模的紧急交通管制），永久性修复后可恢复正常运营功能。

《城市桥梁抗震设计规范》3.1.2 条规定：

3.1.2 本规范采用两级抗震设防，在 E1 和 E2 地震作用下，各类城市桥梁抗震设防标准应符合表 3.1.2 的规定。				
表 3.1.2 城市桥梁抗震设防标准				
桥梁抗震 设防分类	E1 地震作用		E2 地震作用	
	震后使用要求	损伤状态	震后使用要求	损伤状态
甲	立即使用	结构总体反应在弹性范围,基本无损伤	不需修复或经简单修复可继续使用	可发生局部轻微损伤
乙	立即使用	结构总体反应在弹性范围,基本无损伤	经抢修可恢复使用,永久性修复后恢复正常运行功能	有限损伤
丙	立即使用	结构总体反应在弹性范围,基本无损伤	经临时加固,可供紧急救援车辆使用	不产生严重的结构损伤
丁	立即使用	结构总体反应在弹性范围,基本无损伤		不致倒塌

(4) 抗震设计方法分类

《公路桥梁抗震设计细则》3.3.2 条提出了三类“抗震设计方法”的规定。

3.3.1 甲类桥梁的抗震设计可参考本规范第 10 章给出的抗震设计原则进行设计。

3.3.2 乙、丙和丁类桥梁的抗震设计方法根据桥梁场地地震基本烈度和桥梁结构抗震设防分类，分为：A、B 和 C 三类，并应符合下列规定：

1 A 类：应进行 E1 和 E2 地震作用下的抗震分析和抗震验算，并应满足本章 3.4 节桥梁抗震体系以及相关构造和抗震措施的要求；

2 B 类：应进行 E1 地震作用下的抗震分析和抗震验算，并应满足相关构造和抗震措施的要求；

3 C 类：应满足相关构造和抗震措施的要求，不需进行抗震分析和抗震验算。

《公路桥梁抗震设计细则》3.3.3 条提出了选用“抗震设计方法”的规定：

3.3.3 乙、丙和丁类桥梁的抗震设计方法应按表 3.3.3 选用。

表 3.3.3 桥梁抗震设计方法选用

抗震设防分类 地震基本烈度	乙	丙	丁
6 度	B	C	C
7 度、8 度和 9 度地区	A	A	B

《公路桥梁抗震设计细则》的“条文说明”还作了如下补充说明：

3.3.1 ~ 3.3.3

对于位于 6 度地区的普通桥梁，只需满足相关构造和抗震措施要求，不需进行抗震分析，本规范称此类桥梁抗震设计方法为 C 类；

对于位于 6 度地区的乙类桥梁，7 度、8 度和 9 度地区的丁类桥梁，本规范仅要求进行 E1 地震作用下的抗震设计，并满足相关构造要求，这类抗震设计方法为 B 类；

对于 7 度及 7 度以上的乙和丙类桥梁，本规范要求进行 E1 地震和 E2 地震的抗震分析和验算，并满足结构抗震体系以及相关构造和抗震措施要求，此类抗震设计方法为 A 类。

【14.2.1】（2013 年考题，原题为连锁题中的一道子题，现改写成一道独立题）

某城市快速路上的一座立交匝道桥，其中一段为四孔各 30m 的简支梁桥，单向双车道，桥梁总宽 9.0m，其中行车道净宽度为 8.0m。上部结构采用预应力混凝土箱梁（桥面连续），桥墩由扩大基础上的钢筋混凝土圆柱墩身及带悬臂的盖梁组成。设计荷载：城—A 级。该桥桥址处地震动峰值加速度为 $0.15g$ （相当抗震设防烈度为 7 度）。试问，该桥应选用下列何类抗震设计方法？

(A) A 类 (B) B 类 (C) C 类 (D) D 类

【答案】 (A)

根据《公路桥梁抗震设计细则》表 3.1.1，城市快速路上桥梁的“桥梁抗震设防分类”为乙类。

根据《公路桥梁抗震设计细则》表 3.3.3，抗震设防分类为乙类，抗震设防烈度为 7 度的桥梁，抗震设计方法为 A 类。

第三节 抗震构造措施

构造措施的重要性在《公路桥涵设计通用规范》的“条文说明”中有分析。

11.1.1 ~ 11.1.3 由于工程场地可能遭受地震的不确定性，以及人们对桥梁结构地震破坏机理的认识尚不完备，因此桥梁抗震实际上还不能完全依靠定量的计算方法。实际上，历次大地震的震害表明，一些从震害经验中总结出来或经过基本力学概念启示得到的一些构造措施被证明可以有效地减轻桥梁的震害。如主梁与主梁或主梁与墩之间适当的连接措施可以防止落梁，但这些构造措施不应影响桥梁的正常使用功能，不应妨碍减隔震、耗能装置发挥作用。

1. 烈度的调整

《公路桥涵设计通用规范》3.1.4 条的“条文说明”指出采用抗震构造措施时，烈度要进

行调整。

3.1.4 抗震构造措施是在总结国内外桥梁震害经验的基础上提出来的设计原则, 历次大地震的震害表明, 抗震构造措施可以起到有效减轻震害的作用, 而其所耗费的工程代价往往较低。因此, 本规范对抗震构造措施提出了更高和更细致的要求。

烈度调整的幅度见《城市桥梁抗震设计规范》3.1.4 条规定:

3.1.4 各类城市桥梁的抗震措施, 应符合下列要求:

- 1 甲类桥梁抗震措施, 当地震基本烈度为 6~8 度时, 应符合本地区地震基本烈度提高一度的要求; 当为 9 度时, 应符合比 9 度更高的要求。
- 2 乙类和丙类桥梁抗震措施, 一般情况下, 当地震基本烈度为 6~8 度时, 应符合本地区地震基本烈度提高一度的要求; 当为 9 度时, 应符合比 9 度更高的要求。
- 3 丁类桥梁抗震措施均应符合本地区的地震基本烈度的要求。

2. 防落梁的措施

落梁是梁桥的主要震害, 不仅会造成交通中断, 而且在短期内难以修复。随着梁的下落, 打断墩身, 往往一孔落梁会波及数孔落梁, 甚至使全桥倒塌。

落梁的原因:

- 1) 桥台在地震时一方面受到上部结构的撞击力, 另一方面又受到台背填土的主动土压力, 如果台身强度不够, 则桥台将在主动土压力作用下弯曲折断, 引起落梁;
- 2) 墩身在地震力作用下, 由于墩柱强度不够而折断, 引起落梁;
- 3) 梁墩相对位移过大, 引起落梁。

桥梁的震害是多方面的, 其中损害最严重、修复最困难的是梁体坠落。

上部结构本身很少直接被震坏。其结构的异常位移与坠落主要是由于墩台的位移、变形和倒塌所引起, 但也有地震时下部结构完整, 而地震的惯性力导致上部结构过大位移而坠落。因此, 上部结构的抗震措施主要在于防止梁体坠落。防止落梁的措施主要是对桥梁墩台顶部沿梁轴方向的梁端尺寸有一定要求, 不能太短。《城市桥梁抗震设计规范》规定:

11.1.1 应采用有效的防落梁措施。

11.2.1 简支梁梁端至墩、台帽或盖梁边缘应有一定的距离 (图 11.2.1)。其最小值 a (cm) 按下式计算:

$$a \geq 70 + 0.5L \quad (11.2.1)$$

式中 L ——梁的计算跨径 (m)。

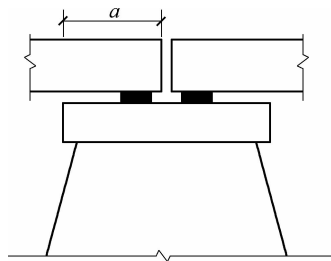


图 11.2.1 梁端至墩、台帽或盖梁边缘的最小距离 a

11.3.1 7度区的抗震措施,除应符合6度区的规定外,尚应符合本节的规定。

11.3.2 简支梁梁端至墩、台帽或盖梁边缘应有一定的距离,其最小值 $a(\text{cm})$ 按下式计算:

$$a \geq 70 + 0.5L \quad (11.3.2)$$

11.4.1 8度区的抗震措施,除应符合7度区的规定外,尚应符合本节的规定。

11.5.1 9度区的抗震措施,除应符合8度区的规定外,尚应符合本节的规定。

真题 【14.3.1】 (1999年考题)

对于建在7度地震区的桥面不连续的简支梁(板)桥和吊梁,其抗震构造措施,以下何项正确?

- (A) 不需要采取任何措施
- (B) 应采取防止纵向落梁的措施
- (C) 应采取防止横向落梁的措施
- (D) 应采取防止纵、横向落梁的措施

【答案】 (B)

根据《城市桥梁抗震设计规范》11.3.2条规定:“简支梁梁端至墩、台帽或盖梁边缘应有一定的距离”,选(B)。

真题 【14.3.2】 (1999年考题,因《规范》改版,故本题有关参数跟着做了相应调整)

某处于基本烈度为7度地区的城市桥梁,为多跨简支梁,抗震措施中简支梁梁端至墩、台帽或盖梁边缘应有一定的距离,其最小值 $a(\text{cm})$,以下何项为正确?

- (A) $a \geq 50 + L$ (梁计算跨径按m单位取值)
- (B) $a \geq 70 + 0.5L$ (梁计算跨径按m单位取值)
- (C) $a \geq 75 + L$ (梁计算跨径按m单位取值)
- (D) 没有限值要求

【答案】 (B)

根据《城市桥梁抗震设计规范》11.3.2条和式(11.3.2)的规定: $a \geq 70 + 0.5L$, (B)正确。

真题 【14.3.3】 (2010年考题)

某桥位于7度地震区(地震动峰值加速度为 $0.15g$)。结构为多跨16m简支预应力混凝土空心板梁,中墩盖梁为单跨双悬臂矩形结构,支座采用氯丁橡胶板式支座,伸缩缝宽度为80mm。试问,该桥中墩盖梁的最小宽度(mm),与下列何项数值最为接近?

提示:取梁的计算跨径为15.5m。

- (A) 1650
- (B) 1580
- (C) 1100
- (D) 1000

【答案】 (A)

根据《城市桥梁抗震设计规范》11.3.2条规定:简支梁梁端至墩、台帽或盖梁边缘应有一定的距离 $a(\text{cm}) \geq 70 + 0.5L$,式中 L 为梁的计算跨径(m)。

盖梁的最小宽度 $B = 2(70 + 0.5 \times 15.5 + 8/2) \times 10 = 1635\text{mm} \approx 1650\text{mm}$,选(A)。

真题 【14.3.4】 (2011年考题,原题为连锁题中的一道子题,现改写成一道独立题)

某二级干线公路上一座标准跨径为30m的单跨简支梁桥,如图14.3.1所示。上部结构由

5 根各长 29.94m、高 2.0m 的预制预应力混凝土 T 形截面梁组成，桥梁位于 7 度地震区（地震动加速度峰值为 $0.15g$ ），其边墩盖梁上墩墙厚度为 400mm，预制主梁端与墩墙前缘之间缝隙为 60mm，若取主梁计算跨径为 29m，采用 $400\text{mm} \times 300\text{mm}$ 的矩形板式氯丁橡胶支座。试问，该盖梁的最小宽度（mm）与下列何项数值最为接近？

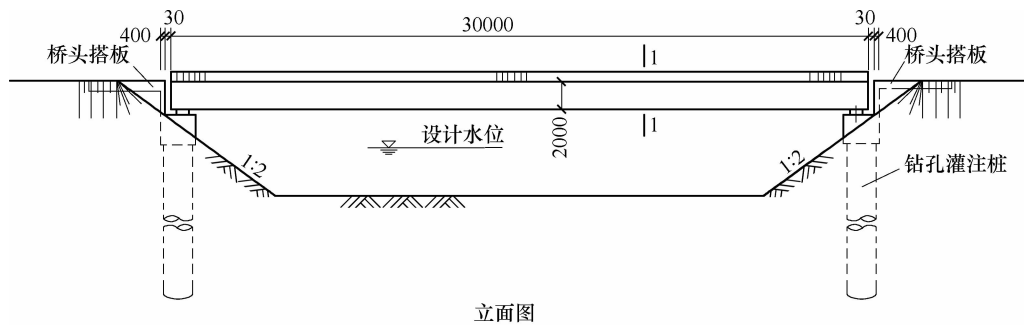


图 14.3.1

- (A) 1000 (B) 1250 (C) 1350 (D) 1700

【答案】(C)

根据《城市桥梁抗震设计规范》11.3.2 条的规定：抗震设防烈度 7 度区域的简支梁端至墩、台帽或盖梁边缘的最小距离 $a \geq (70 + 0.5L)\text{cm}$ ，其中 L 为梁的计算跨径（m）。

$$a \geq (70 + 0.5 \times 29) \times 10 = (70 + 14.5) \times 10 = 845\text{mm}$$

边墩盖梁最小宽度应为 $B = 400 + 60 + 845 = 1305\text{mm}$ ，取 $B = 1350\text{mm}$ 。选 (C)。

真题 【14.3.5】（2013 年考题）

某城市桥梁，位于 7 度地震区，为 5 孔 16m 简支预应力混凝土空心板梁结构，全宽 19m，桥梁计算跨径 15.5m；中墩为两跨双悬臂钢筋混凝土矩形盖梁，三根 $\phi 1.1\text{m}$ 的圆柱；伸缩缝宽度均为 80mm；每片板梁两端各置两块氯丁橡胶板式支座，支座平面尺寸为 200mm （顺桥向） $\times 250\text{mm}$ （横桥向），支点中心距墩中心的距离为 250mm（含伸缩缝宽度）。试问，根据现行桥规的构造要求，该桥中墩盖梁的最小设计宽度（mm）与下列何项数值最为接近？

- (A) 1640 (B) 1390 (C) 1000 (D) 1200

【答案】(A)

《城市桥梁抗震设计规范》11.3.2 条规定“简支梁梁端至盖梁边缘的最小值 a （单位 cm）应满足下式要求：

$$a \geq 70 + 0.5L \quad (L \text{ 为梁的计算跨径，以 m 计})$$

$$\text{盖梁宽度 } B_a = 2a + b_0 \text{ (伸缩缝宽度)} = [2 \times (70 + 0.5 \times 15.5) + 8] \times 10 = 1635\text{mm} \approx 1640\text{mm}$$

取 $B = 1640\text{mm}$ ，选 (A)。

真题 【14.3.6】（2014 年考题）

某大城市位于 7 度地震区，市内道路上有一座 5 孔各 16m 的永久性桥梁，全长 80.6m，全宽 19m，上部结构为简支预应力混凝土空心板结构，计算跨径 15.5m，中墩为两跨双悬臂钢筋混凝土矩形盖梁，三根直径为 1.1m 的圆柱，伸缩缝宽度均为 80mm，每片板梁两端各置两块氯丁橡胶板式支座，支座平面尺寸为 200mm （顺桥向） $\times 250\text{mm}$ （横桥向），支点中心距墩中心的距离为 250mm（含伸缩缝宽度）。试问，根据现行桥规的构造要求，该桥中墩盖梁的最小

设计宽度 (mm), 下列何项数值最为接近?

- (A) 1640 (B) 1390 (C) 1200 (D) 1000

【答案】 (A)

根据《城市桥梁抗震设计规范》11.2.1条、11.3.2条: 最小距离 $a \geq 70 + 0.5L = 70 + 0.5 \times 15.5 = 77.75\text{cm}$

伸缩缝宽度 80mm: 则有 $B_a = 2a + b_0$ (伸缩缝宽度) $= 77.75 \times 2 + 8 = 163.5\text{cm}$ 。

故选 (A)。

真题 【14.3.7】 (2014 年考题)

某城市主干路的一座单跨 30m 的梁桥, 可通过双向两列车, 其抗震基本烈度为 7 度, 地震动峰值加速度为 $0.15g$ 。试问, 该桥的抗震措施等级应采用下列何项数值?

- (A) 6 度 (B) 7 度 (C) 8 度 (D) 9 度

【答案】 (C)

根据《城市桥梁抗震设计规范》3.1.1条, 该桥为丙类; 根据《城市桥梁抗震设计规范》3.1.4条, 抗震措施等级取用 8 度。

3. 墩柱结构构造

(1) 墩柱塑性铰区域内加密箍筋的配置

《城市桥梁抗震设计规范》8.1.1条的规定和“条文说明”如下:

8.1.1 对地震基本烈度 7 度及以上地区, 墩柱塑性铰区域内加密箍筋的配置, 应符合下列要求:

1 加密区的长度不应小于墩柱弯曲方向截面边长或墩柱上弯矩超过最大弯矩 80% 的范围; 当墩柱的高度与弯曲方向截面边长之比小于 2.5 时, 墩柱加密区的长度应取墩柱全高。

2 加密箍筋的最大间距不应大于 10cm 或 $6d_w$ 或 $b/4$ (d_w 为纵筋的直径, b 为墩柱弯曲方向的截面边长)。

3 箍筋的直径不应小于 10mm。

4 螺旋式箍筋的接头必须采用对焊接, 矩形箍筋应有 135° 弯钩, 并应伸入核心混凝土之内 $6d_w$ 以上。

条文说明:

8.1.1 横向钢筋在桥墩柱中的功能主要有以下三个方面:

- (1) 用于约束塑性铰区域内混凝土, 提高混凝土的抗压性和延性;
- (2) 提供抗剪能力;
- (3) 防止纵向钢筋压屈。

在处理横向钢筋的细部构造时需特别注意。由于表层混凝土保护层不受横向钢筋约束, 在地震作用下会剥落, 这层混凝土不能为横向钢筋提供锚固。因此, 所有箍筋都应采用等强度焊接来闭合, 或者在端部弯过纵向钢筋到混凝土核心内, 角度至少为 135° 。

(2) 墩柱塑性铰区域内加密箍筋的最小体积配箍率 ρ_{smin}

《城市桥梁抗震设计规范》8.1.2条规定:

8.1.2 对地震基本烈度 7 度、8 度地区，圆形、矩形墩柱塑性铰区域内加密箍筋的最小体积配箍率 ρ_{min} ，应按式 (8.1.2-1) 和式 (8.1.2-2) 计算。对地震基本烈度 9 度及以上地区，圆形、矩形墩柱塑性铰区域内加密箍筋的最小体积配箍率 ρ_{min} 应比地震基本烈度 7 度、8 度地区适当增加，以提高其延性能力。

1 圆形截面：

$$\rho_{\text{min}} = [0.14\eta_k + 5.84(\eta_k - 0.1)(\rho_t - 0.01) + 0.028] \frac{f_{\text{ck}}}{f_{\text{hk}}} \geq 0.004 \quad (8.1.2-1)$$

2 矩形截面：

$$\rho_{\text{min}} = [0.1\eta_k + 4.17(\eta_k - 0.1)(\rho_t - 0.01) + 0.02] \frac{f_{\text{ck}}}{f_{\text{hk}}} \geq 0.004 \quad (8.1.2-2)$$

式中 η_k ——轴压比，指结构的最不利组合轴向压力与柱的全截面面积和混凝土轴心抗压强度设计值乘积之比值；

ρ_t ——纵向配筋率；

f_{hk} ——箍筋抗拉强度标准值 (MPa)；

f_{ck} ——混凝土抗压强度标准值 (MPa)。

(3) 加密区以外区域的箍筋配置

《城市桥梁抗震设计规范》8.1.3 条规定：

8.1.3 墩柱塑性铰加密区以外区域的箍筋量应逐渐减少，但箍筋的体积配箍率不应少于塑性铰区域体积配箍率的 50%。

(4) 墩柱的纵向钢筋配置

《城市桥梁抗震设计规范》8.1.4 条的规定和“条文说明”：

8.1.4 墩柱的纵向钢筋宜对称配置，纵向钢筋的面积不宜小于 $0.006A_g$ ，且不应超过 $0.04A_g$ (A_g 为墩柱截面全面积)。

条文说明：

8.1.4 试验研究表明：沿截面布置若干适当分布的纵筋，纵筋和箍筋形成一整体骨架 (如图 12)，当混凝土纵向受压、横向膨胀时，纵向钢筋也会受到混凝土的压力，这时箍筋给予纵向钢筋约束作用。因此，为了确保对核心混凝土的约束作用，墩柱的纵向配筋宜对称配筋。

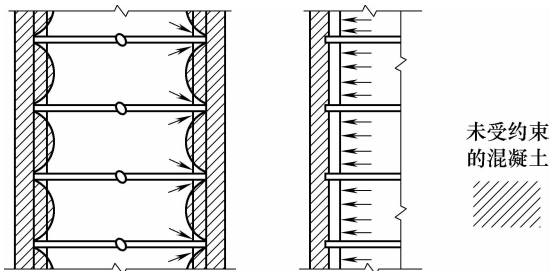


图 12 柱中横向和纵向钢筋的约束作用

纵向钢筋对约束混凝土墩柱的延性有较大影响,因此,延性墩柱中纵向钢筋含量不应太低。如果纵向钢筋含量低,即使箍筋含量较低,墩柱也会表现出良好的延性能力,但此时结构在地震作用下对延性的需求也会很大,因此,这种情况对结构抗震也是不利的。但纵向钢筋的含量太高不利于施工。另外,纵向钢筋含量过高还会影响墩柱的延性,所以纵向钢筋的含量应有一个上限。这里根据我国桥梁结构的具体情况,建议墩柱纵向钢筋的配筋率范围 0.006 ~ 0.004。

真题

【14.3.8】 (2013 年考题, 原题为连锁题中的一道自题, 现改写成一道独立题)

某城市快速路上的一座立交匝道桥, 该桥的中墩为单柱 T 形墩, 墩柱为圆形截面, 其直径为 1.8m, 墩顶设有支座, 墩柱高度 $H=14\text{m}$, 位于 7 度地震区。试问, 在进行抗震构造设计时, 该墩柱塑性铰区域内箍筋加密区的最小长度 (m) 与下列何项数值最为接近?

- (A) 1.80 (B) 2.35 (C) 2.50 (D) 2.80

【答案】 (D)

根据《城市桥梁抗震设计规范》第 8.1.1 条第 1 款规定: “对地震基本烈度 7 度及以上地区, 墩柱塑性铰区域内加密箍筋范围应符合: 其加密区的长度不应小于墩柱弯曲方向截面边长或墩柱上弯矩超过最大弯矩 80% 的范围; 当墩柱高度与弯曲方向截面边长之比小于 2.5 时, 墩柱加密区的长度应取墩柱全高。”

该中墩为墩顶设有支座的单柱墩, 在纵桥向或横桥向水平地震力作用下, 其潜在塑性铰区域均在墩柱底部, 当地震水平力作用于墩柱时, 最大弯矩 $M_{\max}$ 在柱根截面, 相应 $0.8M_{\max}$; 的截面在距柱根截面 $0.2H$ 处, 即 $h=0.2H=0.2 \times 14=2.80\text{m}$, 因为该值大于墩柱直径; 另其墩柱高度与弯曲方面边长之比为 7.78 又大于 2.5。所以箍筋加密区最小长度应为 2.80m, 即正确答案为 (D)。

后 记

谨以此书献给我的学长牧一征大师

牧一征学长是原中国建筑东北设计研究院院长，退休后担任“注册结构工程师专业考试”命题组组长。

我和牧一征 20 世纪 50 年代均就读于清华大学土木工程系建筑学专业，他毕业后赴沈阳从事设计工作，我留校从事教学工作。1997 年，设计大师孙芳垂受托把国际通行的注册考试制度引入国内，因工作需要孙芳垂大师找了两位助手。一位是牧一征，负责命题工作，任副组长；另一位是我，参编《注册结构工程师专业考试复习教程》，任副主编。这使我们阔别四十年的师兄弟在退休之后又有缘共同参与国家注册考试的工作，延续十余年。

牧一征 1957 年毕业参加工作时并不顺利，是在压力很大、处境艰难的情况下走上工作岗位的。但他仍能以坚毅的人生信念全身心地投入到设计工作，踏实钻研，很快展示出业务上的实力。从技术员一步步做到大型设计研究院院长的位置。他业务全面，领导了许多类型的结构设计，处理了大量的复杂技术难题，积累了丰富的经验，是我国结构界的佼佼者。

结构设计是保证工程安全的最重要关口之一，长期以来结构设计队伍缺少统一的考核标准，影响了这支队伍的成长。注册考试制度的实施有力地改变了这种局面。在实施过程中，命题组在牧一征的领导下，严格按照结构工程师应具备的基本知识和能力要求命题，逐步形成了一套明确的指导思想。他们采用“小步慢跑”的方法精益求精、稳步提高，经过十多年的努力，目前考题的难度和广度已大大提高，考生的水平也相应迅速提高。现在已基本形成了一套比较完整、适用的题库，考题已能比较全面地反映对结构工程师的基本素质要求。这是一项非常重要的基础性工作，为今后结构设计队伍的整体质量进一步提高打下了良好的基础。命题组功不可没，作为命题组组长和灵魂人物的牧一征更是贡献巨大。

牧一征及其领导的团队事实上也为我国的结构教学事业作出了很大贡献。他们编写的 2000 多道考题，把结构工程师应具备的“知识体系”和“能力结构”具体化、系统化。我国的结构教学长期没能有效地紧密联系结构工程的实际需要，关键是学校教师不很具体清楚结构工程师应具有怎样的知识和能力。牧一征和他的团队编出的大量考题使结构教师改进教学有了样例，对我国的结构教学产生了深远的影响。

牧一征退休时原本打算开一家设计公司，然而因命题工作需要，他毅然放弃了创收机会，十多年甘于清苦，把整个晚年全身心地奉献给了命题工作。2010 年初，命题组在海口工作时牧一征感到身体不适，不得不中断工作返回沈阳就医，诊断结果是癌症晚期！这时牧一征已无力支付需自费的医疗费用，虽经住房和城乡建设部领导及热爱牧一征的多位设计院总工捐款资助，但还是未能挽救敬爱的牧院长的生命，一位默默无闻在幕后为注册考试做了大量工作的老专家就这样离我们而去了。住院期间牧老面对死亡从容淡定，而面对友人的情谊牧老却动容落泪。

今天为了怀念牧一征学长，特将这一过程告诉大家，希望结构界的同仁能记住这位前辈所作的贡献。

施岚青

2011 年 4 月于清华大学百年校庆日

2015 年度全国一级注册结构工程师专业考试 所使用的规范、标准、规程

1. 《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068—2001)
2. 《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)
3. 《建筑工程抗震设防分类标准》(GB 50223—2008)
4. 《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)
5. 《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2011)
6. 《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008)
7. 《建筑边坡工程技术规范》(GB 50330—2002)
8. 《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79—2012)
9. 《建筑地基基础工程施工质量验收规范》(GB 50202—2002)
10. 《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)
11. 《混凝土结构工程施工质量验收规范》(GB 50204—2002) (2011 年版)
12. 《混凝土异形柱结构技术规程》(JGJ 149—2006)
13. 《型钢混凝土组合结构技术规程》(JGJ 138—2001)
14. 《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)
15. 《冷弯薄壁型钢结构技术规范》(GB 50018—2002)
16. 《高层民用建筑钢结构技术规程》(JGJ 99—1998)
17. 《空间网格结构技术规程》(JGJ 7—2010)
18. 《钢结构焊接规范》(GB 50661—2011)
19. 《钢结构高强度螺栓连接技术规程》(JGJ 82—2011)
20. 《钢结构工程施工质量验收规范》(GB 50205—2001)
21. 《砌体结构设计规范》(GB 50003—2011)
22. 《砌体工程施工质量验收规范》(GB 50203—2011)
23. 《木结构设计规范》(GB 50005—2003)
24. 《木结构工程施工质量验收规范》(GB 50206—2012)
25. 《烟囱设计规范》(GB 50051—2013)
26. 《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2010)
27. 《高层民用建筑设计防火规范》(GB 50045—1995) (2005 年版)
28. 《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)
29. 《城市桥梁设计规范》(CJJ 11—2011)
30. 《城市桥梁抗震设计规范》(CJJ 166—2011)
31. 《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)
32. 《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)
33. 《公路桥涵施工技术规范》(JTG/T F50—2011)

